

LEMBAR PERSETUJUAN  
SKRIPSI

"PERENCANAAN FONDASI STRAUSS PADA GEDUNG BARU  
PASCANABILA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS BRAWIJAYA"

*Skripsi ini ditujukan guna memenuhi salah satu syarat*

*untuk mendapatkan Program Pendidikan S-1*

*Pada Program Studi Teknik Sipil Institut Teknologi Nasional Malang*


Dibuat Oleh :

MARCIANA FREITAS

NIM. 11.21.901

Disetujui Oleh :

Pembimbing



Ir. Edling Iskak Immanuel, MT.

Mengetahui,  
Ketua Jurusan Teknik Sipil



Ir. A. Agus Santosa, MT.



LEMBAR PENGESAHAN  
SKRIPSI

"PERENCANAAN FONDASI STRAING PADA GEDUNG BARU  
PASCASARJANA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS BRAWIJAYA"

Diperintahkan Ditandatangani Dewan Penguji Skripsi Jurusan S-1

Pada Hari Jumat, Tanggal 21 Februari 2014

Dan diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Guna Mengusulkan  
Gelar Sarjana Teknik Sipil

Dibuat oleh :

MARCIANA FREITAS

NIM. 11.21.901

Ditandatangani oleh :

Ketua

Ir. A. Agus Santosa, MT.

Sekretaris

Lila Aya Ratna Winanda, ST, MT.

Anggota Penguji

Penguji I

Ir. Wunimah, MT.

Penguji II

Ir. Ester Prinkawati, MT.

JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2014





**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1**  
JL, Bendungan Sigura-Gura No.2 Tlpn.551951 – 551431  
MALANG

---

**PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : **Marciana Freitas**  
NIM : **1121901**  
Program Studi : **Teknik Sipil S-1**  
Fakultas : **Teknik Sipil dan Perencanaan**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

**“ PERENCANAAN PONDASI STRAUSS PADA GEDUNG BARU  
PASCASARJANA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS BRAWIJAYA ”**

Adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruh karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan tugas akhir ini hasil jiplakan atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, Maret 2014  
Yang membuat pernyataan

**(Marciana Freitas)**

## **ABSTRAKSI**

### **“PERENCANAAN PONDASI STRAUSS PADA GEDUNG BARU PASCASARJANA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS BRAWIJAYA ”**

MARCIANA FREITAS, 2014

Pembimbing : (I) Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

Kata kunci: Pondasi strauss, Daya dukung

Pondasi merupakan suatu struktur yang sangat penting, karena tidak ada satupun bangunan sipil dimuka bumi ini yang tidak berdiri diatas tanah. Oleh karena itu pondasi harus mempunyai daya dukung yang cukup sebagai penerus beban yang berada diatas lapisan tanah dengan penurunan yang terjadi sekecil mungkin. Saat ini tipe-tipe pondasi telah banyak macamnya tergantung dari kondisi tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan, fungsi bangunan atas, besarnya beban dan berat bangunan atas akan dapat membantu dalam menentukan tipe pondasi mana yang akan digunakan.

Pondasi yang direncanakan adalah pondasi Strauss. Alasan penulis memilih pondasi strauss adalah untuk menghindari terlalu banyaknya galian yang dapat menghambat proses pengerjaan pondasi, selain itu untuk jangka panjangnya kedepan supaya lebih aman, dalam artian gedung mempunyai faktor garansi yang lebih dibandingkan dengan menggunakan pondasi dangkal. Dari hasil penyelidikan tanah yang dilakukan, kondisi tanahnya stabil dan kaku sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor.

Skripsi ini merupakan pembahasan perhitungan pondasi strauss. Perhitungan tersebut meliputi perhitungan daya dukung dan perhitungan penulangan pondasi strauss yang diharapkan dapat dijadikan sebagai referensi dalam mengambil keputusan untuk memilih jenis pondasi yang sesuai dan tepat, sehingga didapatkan struktur bangunan yang kuat, aman serta dapat dipertanggung jawabkan secara teknis.

Hasil perencanaan pondasi strauss untuk tipe 1 dengan daya dukung 986,94125 kN pada kedalaman 5 m dengan diameter 50 cm didapat jumlah tiang 16 buah dalam 1 poer. Untk tipe 2 dengan daya dukung 712,503 kN pada kedalaman 4 m dengan diameter 50 cm didapat jumlah tiang 16 buah dalam 1 poer. Untuk tipe kolom ringan dengan daya dukung 712,503 kN pada kedalaman 4 m dengan diameter 50 cm didapat jumlah tiang 12 buah dalam 1 poer.

## KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah memberikan Berkah dan Rahmat-Nya, sehingga SKRIPSI ini dapat terselesaikan dengan baik.

Skripsi ini dimaksudkan untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan Program Pendidikan Sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Nasional Malang.

Pada kesempatan ini penyusun mengucapkan terima kasih yang Sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Ir. Soeparno Djiwo, MT., selaku Rektor Institut Teknologi Nasional Malang
2. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITN Malang.
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT selaku Ketua program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
4. Ibu Lila Ayu Ratna Winanda, ST, MT, selaku Sekretaris Jurusan
5. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT ,selaku Dosen Pembimbing
6. Bapak / Ibu dosen Program Studi Teknik Sipil S-1.
7. Kedua orang tuaku tercinta (Alm) serta saudara-saudariku yang selalu membantu dan mendoakan saya dalam proses belajarku di ITN Malang.
8. Kakak tercinta Tarcisio Freitas Savio, yang selama ini selalu memberikan semangat dan motivasi.
9. Seluruh rekan – rekan mahasiswa Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional (ITN) Malang.

Penyusun menyadari bahwa Penyusunan Skripsi ini masih jauh dari sempurna. Demikian jika ada kekurangan dalam hal, isi maupun sistematis penulisannya maka penyusun sangat mengharapkan segala masukan dan koreksi guna penyempurnaan Skripsi ini. Dan akhir kata semoga Skripsi ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Malang, Maret 2014

Penyusun

## DAFTAR ISI

**LEMBAR JUDUL**

**LEMBAR PERSETUJUAN**

**LEMBAR PENGESAHAN**

**ABSTRAKSI**

**KATA PENGANTAR**

**DAFTAR ISI**

**DAFTAR GAMBAR**

**DAFTAR TABEL**

<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar belakang .....	1
1.2 Identifikasi Masalah .....	2
1.3 Rumusan Masalah .....	3
1.4 Maksud Dan Tujuan .....	3
1.5 Lingkup Pembahasan .....	4
<b>BAB II LANDASAN TEORI .....</b>	<b>5</b>
2.1 Pengertian Pondasi .....	5
2.2 Klasifikasi Pondasi .....	6
2.3 Dasar Perencanaan Pondasi Strauss .....	10
2.4 Daya Dukung Pondasi Strauss .....	17
2.4.1 Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal .....	17
2.4.2 Kapasitas Kelompok Tiang .....	20

2.4.3 Efisiensi Kelompok Tiang.....	22
2.5 Sondir atau CPT .....	27
2.5.1 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Data Sondir .....	29
2.6 Dasar-Dasar Perhitungan Penulangan Pondasi Strauss Dan Pile Cap .....	30
2.6.1 Perhitungan Penulangan Pondasi Strauss .....	30
2.6.2 Perhitungan Penulangan Pile Cap .....	32
<b>BAB III PEMBEBANAN DAN STATIKA.....</b>	<b>35</b>
3.1 Data Perencanaan .....	35
3.2 Pengolahan Data.....	37
3.2.1 Data-Data Tanah .....	37
3.2.2 Data Balok Dan Kolom.....	39
3.3 Perhitungan Pembebanan Plat Dan Balok.....	44
<b>BAB IV PERENCANAAN PONDASI .....</b>	<b>73</b>
4.1 Data Perencanaan .....	73
4.2 Daya Dukung Pondasi Strauss .....	76
4.2.1 Perencanaan Pondasi Strauss Tipe 1 (Beban Berat) .....	76
4.2.2 Perencanaan Pondasi Strauss Tipe 2 (Beban Sedang ) .....	113
4.2.3 Perencanaan Pondasi Strauss Tipe 3 (Beban Ringan) .....	149
<b>BAB V PENUTUP.....</b>	<b>182</b>
5.1 Hasil Perhitungan .....	182
5.2 Kesimpulan .....	183
5.3 Saran.....	183

**DAFTAR PUSTAKA**

**GAMBAR TULANGAN DESAIN**

**LAMPIRAN**



## **DAFTAR GAMBAR**

Gambar 2.1 Jenis Pondasi Telapak

Gambar 2.2 Pondasi Memanjang

Gambar 2.3 Pondasi Rakit

Gambar 2.4 Pondasi Sumuran

Gambar 2.5 Pondasi Strauss

Gambar 2.6 Pondasi Tiang pancang

Gambar 2.7 Pembuatan Tiang Straus

Gambar 2.8 Efisiensi Kelompok Tiang

Gambar 2.9 Skema Pondasi Tiang Kelompok

Gambar 2.10 Alat Sondir Serta pelaksanaan Sondir

Gambar 3.1 Denah

Gambar 3.2 Portal memanjang

Gambar 3.3 Portal Melintang

Gambar 4.1 Perencanaan Tiang Dalam 1 Poer Pada Pondasi Strauss Susunan 5 x 2

Gambar 4.2 Perencanaan Tiang Dalam 1 Poer Pada Pondasi Strauss Susunan 4 x 3

Gambar 4.3 Perencanaan Tiang Dalam 1 Poer Pada Pondasi Strauss Susunan 4 x 4

Gambar 4.4 Pondasi Strauss Yang Menerima Beban V Dan M

Gambar 4.5 Bidang Geser Pons Terhadap Tiang Strauss

Gambar 4.6 Bidang Geser Pons Terhadap Kolom

Gambar 4.7 Ekvivalen Penampang Bulat Ke Penampang Segi Empat Pondasi Strauss Tipe 1

Gambar 4.8 Penulangan Poer Dan Pondasi Strauss Tipe 1

Gambar 4.9 Perencanaan Tiang Dalam 1 Poer Pada Pondasi Strauss Susunan 4 x 3

Gambar 4.10 Perencanaan Tiang Dalam 1 Poer Pada Pondasi Strauss Susunan 4 x 4

Gambar 4.11 Pondasi Strauss Yang Menerima Beban V Dan M

Gambar 4.12 Bidang Geser Pons Terhadap Tiang Strauss

Gambar 4.13 Bidang Geser Pons Terhadap Kolom

Gambar 4.14 Ekuivalen Penampang Bulat Ke Penampang Segi Empat Pondasi Strauss Tipe 2

Gambar 4.15 Penulangan Poer Dan Pondasi Strauss Tipe 2

Gambar 4.16 Perencanaan Tiang Dalam 1 Poer Pada Pondasi Strauss Susunan 4 x 2

Gambar 4.17 Perencanaan Tiang Dalam 1 Poer Pada Pondasi Strauss Susunan 3 x 3

Gambar 4.18 Perencanaan Tiang Dalam 1 Poer Pada Pondasi Strauss Susunan 4 x 3

Gambar 4.19 Pondasi Strauss Yang Menerima Beban V Dan M

Gambar 4.20 Bidang Geser Pons Terhadap Tiang Strauss

Gambar 4.21 Bidang Geser Pons Terhadap Kolom

Gambar 4.22 Ekuivalen Penampang Bulat Ke Penampang Segi Empat Pondasi Strauss Tipe 3

Gambar 4.23 Penulangan Poer Dan Pondasi Strauss Tipe 3



## **DAFTAR TABEL**

Tabel 2.1 Klasifikasi Tanah Dari Data Sondir

Tabel 3.1 Data-Data Yang Diperoleh Dari Pengujian Sondir

Tabel 3.2 Klasifikasi Tanah Dari Data Sondir Dan Lapangan

Tabel 3.3 Dimensi Struktur

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1. Latar Belakang**

Perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi dalam bidang analisa dan perencanaan konstruksi saat ini semakin meningkat terutama pondasi. Untuk pembangunan suatu konstruksi, pekerjaan pondasi adalah pekerjaan structural yang pertama kali dilaksanakan. Pondasi suatu bangunan merupakan suatu konstruksi bagian bawah struktur yang fungsinya untuk meneruskan beban bagian atas bangunan ke lapisan tanah.

Pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada pada kedalaman tanah yang cukup dalam dari permukaan. Kondisi ini mengharuskan pondasi dipancang atau dibor sehingga mencapai lapisan tanah keras tersebut. Pada proyek pembangunan gedung kuliah baru Pascasarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya digunakan pondasi strauss. Pemilihan penggunaan pondasi strauss ini disebabkan karena proyek tersebut memiliki letak tanah keras yang dibutuhkan memiliki kedalaman  $\pm 6,0-7,0$  meter (hasil penyelidikan tanah lab Fakultas Teknik Universitas Brawijaya tahun 2012). Dengan memperhatikan keadaan di atas maka diperlukan suatu jenis pondasi dalam.



Berdasarkan metode pelaksanaan dilapangan, pondasi tiang dapat dibedakan menjadi 2 jenis yaitu :

- a. Pondasi tiang pancang
- b. Pondasi tiang bor

Pondasi tiang pancang memiliki keuntungan dari segi waktu karena dapat dilaksanakan dengan cepat. Sebaliknya pondasi tiang pancang memiliki kekurangan karena menimbulkan getaran yang dapat mengganggu lingkungan dan bangunan disekitarnya. Sementara pondasi tiang bor keuntungannya tidak menimbulkan getaran yang besar sehingga tidak terlalu mengganggu lingkungan disekitarnya. Tiang bor dilaksanakan dengan menggali lubang bor dan mengisinya dengan material beton sedangkan tiang pancang dimasukan kedalam tanah dengan mendesak tanah disekitarnya. Dengan beberapa alasan di atas maka ditentukan pilihan bahwa jenis pondasi strauss (tiang bor) merupakan pondasi yang lebih tepat digunakan, sehingga dapat meminimalis dampak negatif yaitu tidak merusak bangunan disekitarnya.

## **1.2. Identifikasi Masalah**

Pondasi merupakan bagian struktur bangunan sangat penting dimana pondasi akan menerima beban dari bangunan untuk diteruskan ke lapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup dan penurunan yang terjadi sangat kecil, sehingga dalam merencanakan pondasi harus didukung dengan data-data yang dapat

dipertanggung jawabkan secara teknis, agar hasil yang didapatkan sesuai yang diinginkan.

Pada pembangunan gedung baru Program Pascasarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya yang dibangun dengan 7 lantai dengan atap rangka baja dan plat beton. Dari data yang diperoleh dengan hasil penelitian Cone Penetration Test atau (CPT) Sondir, maka dasar pondasi strauss telah direncanakan pada kedalaman 6,20 m dengan diameter 0,4 m. Pada penggunaan pondasi strauss kedalaman pondasi dapat divariasikan, tiang dapat dipasang pada kedalaman yang diinginkan dan tidak menimbulkan kebisingan sehingga tidak mengganggu lingkungan disekitarnya. Untuk itu penulis ingin merencanakan penggunaan pondasi strauss pada Gedung Baru Program Pascasarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya untuk mendapatkan hasil yang optimum dari hasil analisa.

### **1.3 Rumusan Masalah**

Berdasarkan uraian diatas maka dapat dirumuskan masalah yang dapat dibahas yaitu:

1. Berapa kedalaman tiang yang dibutuhkan pada pondasi strauss untuk mendapatkan daya dukung yang cukup besar?
2. Berapa kapasitas dukung tiang yang diperlukan untuk memikul beban bangunan diatasnya ?



#### **1.4 Maksud Dan Tujuan**

Maksud dari penulisan skripsi ini adalah untuk memberikan suatu gambaran atau alternatif perencanaan struktur pondasi dengan menggunakan pondasi strauss. Adapun tujuan dari penulisan skripsi ini diharapkan dapat merencanakan struktur pondasi yang sesuai dengan data-data tanah yang diperoleh, sehingga mendapatkan hasil yang optimum berdasarkan hasil analisa.

#### **1.5 Lingkup Pembahasan**

Dengan memperhatikan maksud dan tujuan maka ruang lingkup pembahasan Skripsi ini meliputi:

1. Analisa pembebanan dan analisa statika

Sebagai pedoman perhitungan didasarkan pada:

- a. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)1983
- b. SNI 03-2847-2002, tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.
- c. SNI-1726-2002, Tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung.
- d. Analisa statika dengan menggunakan program bantu komputer Staad-Pro

2. Perhitungan daya dukung pondasi strauss diambil dengan besaran  $\emptyset$  50 cm

3. Perhitungan penulangan pondasi strauss

4. Tidak menghitung penurunan pondasi karena dasar tiang berada pada tanah yang keras sehingga tidak terjadi penurunan.

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1 Pengertian Pondasi Secara Umum**

Pondasi adalah suatu konstruksi bagian bawah struktur yang fungsinya untuk meneruskan beban bagian atas bangunan ke lapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup, tanpa mengakibatkan penurunan (settlement) tanah yang berlebihan.

Dalam merencanakan suatu pondasi adapun faktor-faktor yang harus dipertimbangkan adalah : ( Sardjono HS., Pondasi Tiang Pancang Jilid 1, hal 7)

1. Fungsi bangunan yang akan dipikul oleh pondasi
2. Besarnya beban dan beratnya bangunan atas.
3. Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan.
4. Biaya pondasi dibandingkan dengan bangunan atas.

Untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk berbagai keadaan dilapangan dan apakah pondasi itu memungkinkan untuk diselesaikan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya. Bila keadaan tersebut ikut dipertimbangkan dalam menentukan macam pondasi, hal- hal berikut ini perlu dipertimbangkan : ( Sardjono HS., Pondasi Tiang Pancang Jilid 2, hal 42)

1. Keadaan tanah pondasi
2. Batasan-batasan akibat konstruksi diatasnya
3. Batasan-batasan dari sekelilingnya



4. Waktu dan biaya pekerjaan.

## **2.2 Klasifikasi Pondasi**

Pondasi yang digunakan dalam suatu konstruksi dapat digolongkan menjadi dua macam, yaitu : (Hary C.H., Analisa dan Perancangan Fondasi 1)

### **1. Pondasi Dangkal**

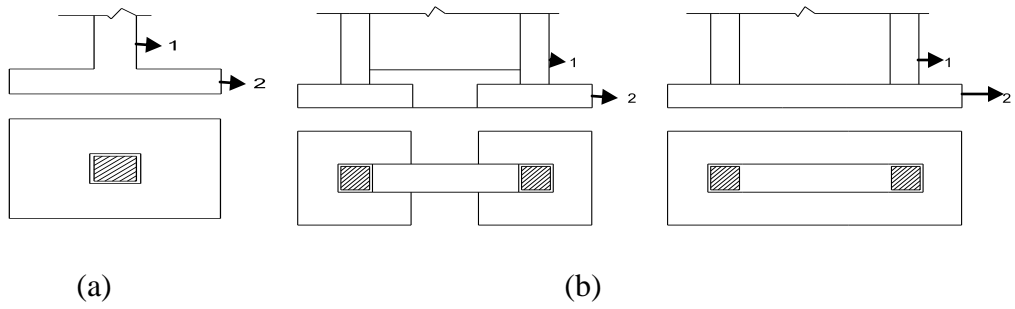
Didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung bebannya secara langsung atau sebagai struktur lapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk menahan beban di atasnya yang terletak tidak terlalu dalam. Pada umumnya pondasi dangkal mempunyai kedalaman  $\leq 3$  meter, misalnya : Pondasi telapak, pondasi menerus dan pondasi rakit.

a. Pondasi Telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi. Terdapat beberapa macam pondasi telapak yaitu : (S

Sosrodarsono, K Nakazawa, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi ; hal 80 )

1. Pondasi tumpuan yang terdiri dari tumpuan setempat tumpuan kombinasi, tumpuan menerus.

2. Pondasi Pelat

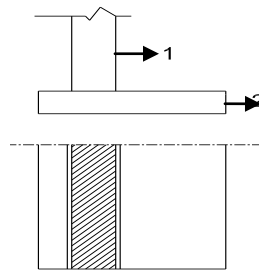


Keterangan : 1. Kolom

2. Plat

keterangan : 1. Kolom

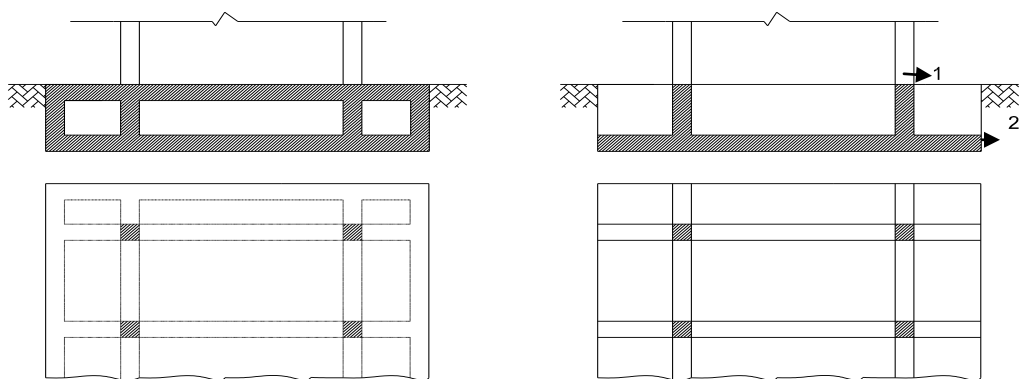
2. Plat



(c)

Keterangan : 1. Kolom

2. Plat



(d)

Keterangan : 1. Kolom

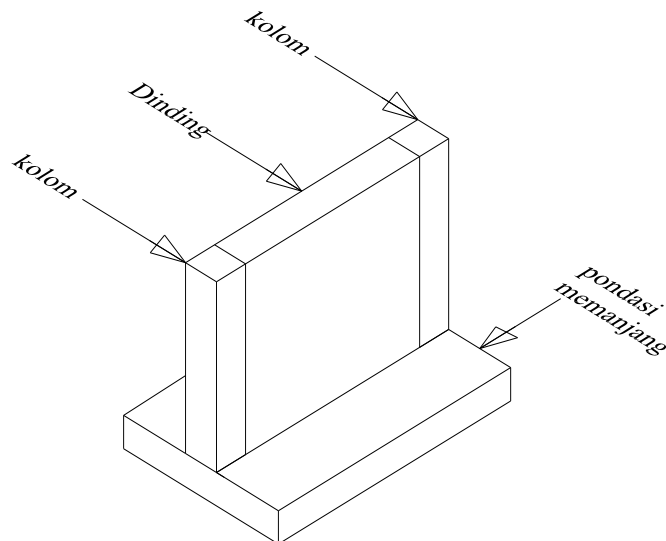
2. Plat

Gambar 2.1 jenis pondasi telapak

Keterangan :

- (a). Tumpuan tunggal
- (b). Tumpuan kombinasi
- (c). Tumpuan menerus
- (d). Tumpuan pelat

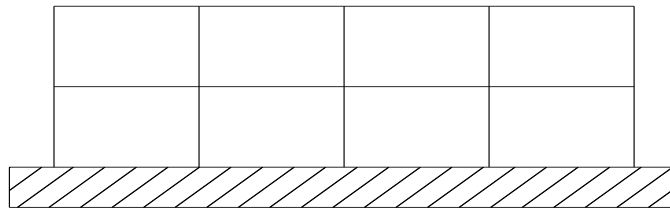
b. Pondasi Memanjang adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom-kolom yang berjarak sangat dekat, sehingga bila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain. (S Sosrodarsono, K Nakazawa, mekanika Tanah dan Teknik Pondasi ; hal 89 )



Gambar 2.2 Pondasi Memanjang



- c. Pondasi Rakit adalah sebuah pondasi plat beton yang besar digunakan untuk mengelilingi permukaan satu atau lebih kolom dalam beberapa garis. Pondasi rakit digunakan apabila kapasitas daya dukung tanah tidak terlalu besar sehingga di dapatkan luasan pondasi yang melebihi 50 % dari luas permukaan struktur. ( Joseph E. Bowles, Analisis dan desain pondasi; hal 423 )



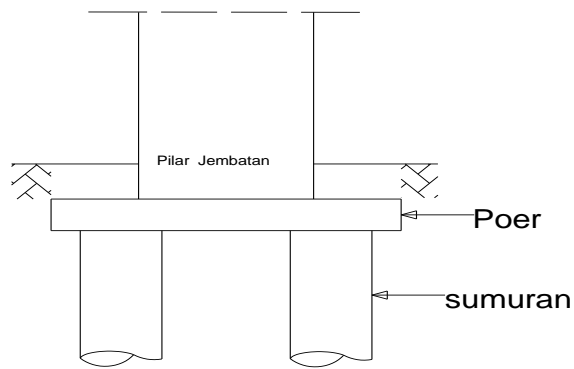
Gambar 2.3 Pondasi Rakit

## 2. Pondasi Dalam

Didefinisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak yang relative jauh dari permukaan tanah. Pondasi dalam umumnya mempunyai kedalaman  $\frac{D}{B} > 3$  meter dimana kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B).

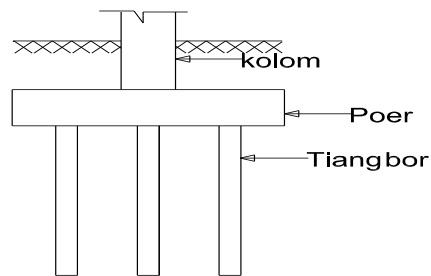
Macam-macam pondasi dalam :

- a. Pondasi Sumuran merupakan pondasi dalam yang dibuat dengan cara menggali lubang pada umumnya diisi beton, dengan tujuan untuk memindahkan beban dari suatu bangunan kepada lapisan pendukung yang baik.



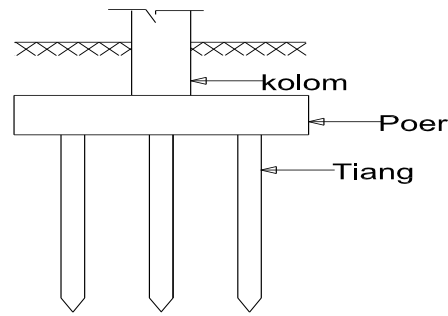
Gambar 2.4 Pondasi Sumuran

b. Pondasi strauss adalah pondasi dalam yang dibuat dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu kemudian diisi dengan adukan beton.



Gambar 2.5 Pondasi Strauss (bor)

c. Pondasi tiang pancang adalah pondasi dalam yang dimasukkan ke tanah dengan mendesak tanah disekitarnya. Pemakaian tiang pancang ini digunakan untuk pondasi suatu bangunan apabila tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung, yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya.



Gambar 2.6 pondasi tiang pancang

### 2.3 Dasar perencanaan pondasi strauss

Pondasi tiang bor atau strauss adalah pondasi dalam yang dibor dan dibuat dengan cara memberi sebuah lubang silinders hingga pada tanah keras atau kedalaman yang diinginkan yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul beban-beban dari struktur diatasnya dan sesudah itu diisi dengan adukan beton. Pondasi tiang bor mempunyai karakteristik khusus karena cara pelaksanaannya yang dapat mengakibatkan perbedaan perilakunya dibawah pembebanan dibandingkan dengan tiang pancang.

Prinsip-prinsip pelaksanaan tiang bor pada tanah yang tidak mudah longsor adalah sebagai berikut: (Hary C.H; Analisis dan Perancangan Fondasi II, hal 399)

1. Tanah digali dengan mesin bor sampai kedalaman yang di kehendaki.
2. Dasar lubang bor dibersihkan.
3. Tulangan yang telah dirakit dimasukkan ke dalam lubang bor.
4. Lubang bor diisi /di cor beton



Terdapat tiga metode pelaksanaan pembuatan tiang bor :

1. Metode kering
2. Metode basah
3. Metode casing

Berikut ini penjelasan masing-masing metode tersebut

a. Metode kering

Metode kering cocok digunakan pada tanah di atas muka air tanah yang ketika di bor dinding lubangnya tidak longsor, seperti lempung kaku homogen. Tanah pasir yang mempunyai sedikit kohesi juga lubangnya tidak mudah longsor jika di bor.

Metode kering juga dapat dilakukan pada tanah- tanah di bawah muka air tanah, jika tanahnya mempunyai permeabilitas rendah, sehingga ketika dilakukan pengeboran, air tidak masuk ke dalam lubang bor saat lubang masih terbuka. Pada metode kering, lubang dibuat dengan menggunakan mesin bor tanpa pipa pelindung (casing). Setelah itu, dasar lubang bor yang kotor oleh rontokan tanah dibersihkan. Tulangan yang telah di rangkai dimasukkan ke dalam lubang bor dan kemudian di cor.

b. Metode basah

Metode basah umumnya dilakukan bila pengeboran melewati muka air tanah, sehingga lubang bor selalu longsor bila dindingnya tidak ditahan. Agar lubang

bor tidak longsor , di dalam lubang bor diisi dengan larutan tanah lempung/bentonite atau larutan polimer. Jadi, pengeboran dilakukan di dalam larutan. Jika kedalaman yang diinginkan telah tercapai, lubang bor dibersihkan dan tulangan yang telah dirangkai dimasukkan ke dalam lubang bor yang masih berisi cairan bentonite. Adukan beton dimasukkan ke dalam lubang bor dengan pipa tremie. Larutan bentonite akan terdesak dan terangkut ke atas oleh adukan beton. Larutan yang keluar dari lubang bor, di tampung dan dapat di gunakan lagi untuk pengeboran di lokasi selanjutnya.

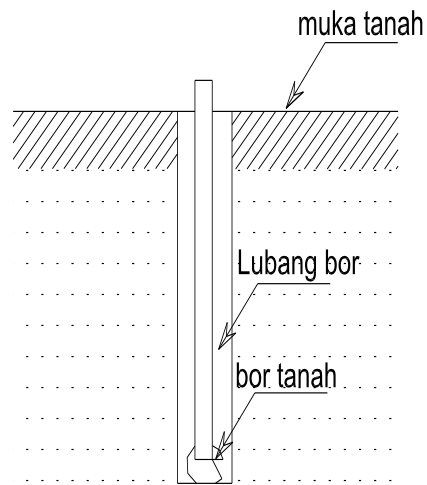
c. Metode casing

Metode ini digunakan bila lubang bor sangat mudah longsor, misalnya tanah di lokasi adalah pasir bersih dibawah muka air tanah. Untuk menahan agar lubang tidak longsor digunakan pipa selubung baja (casing). Pemasangan pipa selubung ke dalam lubang bor dilakukan dengan cara memancang , menggetarkan atau menekan pipa baja sampai kedalaman yang ditentukan. Sebelum sampai menebus muka air tanah, pipa selubung dimasukkan. Tanah di dalam pipa selubung di keluarkan saat penggalian atau setelah pipa selubung sampai kedalaman yang diinginkan. Larutan bentonite kadang-kadang digunakan untuk menahan longsornya dinding lubang, bila penggalian sampai di bawah muka air tanah. Setelah pipa selubung sampai pada kedalaman yang diinginkan, lubang bor lalu dibersihkan dan tulangan yang telah di rangkai dimasukkan ke dalam pipa selubung. Adukan beton dimasukkan ke dalam lubang (bila pembuatan lubang digunakan larutan, maka

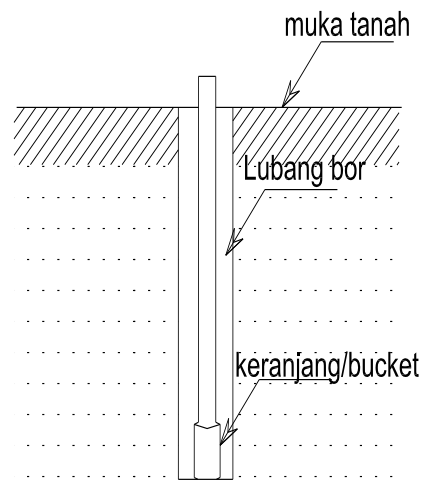
untuk pengecoran digunakan pipa tremie), dan pipa selubung di tarik ke atas, namun kadang-kadang pipa selubung ditinggalkan di tempat.

Cara pengerjaan pondasi tiang strauss adalah diuraikan di bawah ini :

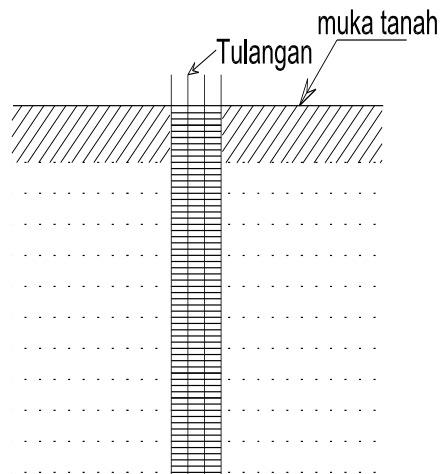
1. Pada tiang tempat tiang strauss akan didirikan, dibuat lubang vertical dengan cara mengebor dengan alat bor sampai dengan kedalaman yang direncanakan
2. Setelah pengeboran selesai, lubang tersebut dimasukkan pipa baja. Ujung pipa tersebut dimasukkan sampai menempel pada dasar lubang bor.
3. Kemudian campuran beton tersebut dimasukkan kedalam pipa.
4. Campuran beton kering pada dasar pipa tersebut ditumbuk beberapa kali sambil pipa tersebut secara perlahan diangkat keatas. Setelah permukaan atas dari beton kering yang ditumbuk itu mencapai ketinggian yang sama dengan ujung pipa, maka penumbukan dihentikan.
5. Rangkaian tulangan bulat dimasukkan kedalam pipa dan kemudian dicor dengan beton cair yang sudah diaduk perbandingan semen, pasir. Bersamaan dengan pengecoran, beton cair tersebut dipadatkan dengan vibrator dan pipa diangkat perlahan sampai seluruh lubang terisi dengan beton.



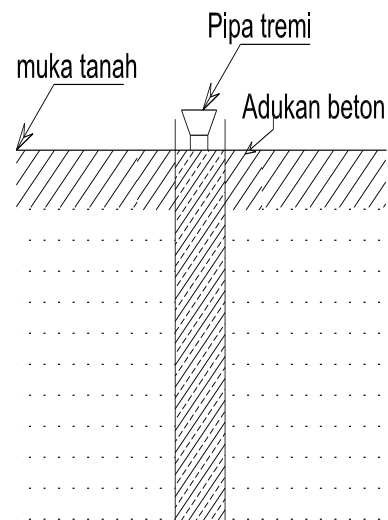
a. Pengeboran



b. Pembersihan dasar lubang



c. Tulangan dimasukkan



d. Pengecoran

## 2.7 Gambar pembuatan tiang strauss

Adapun keuntungan dari pondasi strauss adalah :

1. Kedalaman tiang dapat divariasikan

2. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.
3. Tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang direncanakan, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau lunak.

Disamping itu kerugiannya antara lain:

1. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
2. Air yang mengalir ke lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, gangguan pada pengecoran, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang.
3. Pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.

Pengendalian mutu pondasi tiang bor harus dimulai dengan pengetahuan mengenai tanah dimana konstruksi hendak dilaksanakan. Kondisi tanah yang mudah longsor seperti adanya pasir lepas atau sedang, mengharuskan kontraktor untuk memobilisasi peralatan ekstra, misalnya casing, dan membutuhkan waktu lebih lama. Penyelidikan tanah harus memberikan informasi yang memadai karena masalah yang muncul dapat bervariasi.

Hal-hal tak terduga yang muncul akibat kondisi tanah yang tidak diantisipasi dapat menimbulkan pertikaian, karena dapat mengakibatkan perpanjangan waktu untuk atau peningkatan biaya yang signifikan. Karena itu sebelum proses konstruksi dimulai perlu diperhatikan hal-hal berikut : (Paulus P. Rahardjo; Manual Pondasi Tiang, hal 52)

1. Adanya lapisan tanah pasir dibawah muka air tanah.



2. Adanya kerikil
3. Adanya bekas-bekas bangunan lama
4. Tanah timbunan
5. Lapisan batuan induk
6. Muka air tanah

Untuk perencanaan (Design), tiang dapat dibagi menjadi 2 golongan:

1. Tiang yang tertahan pada ujung

Tiang semacam ini dimasukkan sampai lapisan yang keras hingga beban bangunan dipikul pada lapisan ini. Bila lapisan ini merupakan batu keras maka penentuan daya dukung tiang tidak menjadi soal. Daya dukung dalam hal ini tergantung pada kekuatan tiang sendiri dan dapat dihitung dari tegangan yang diperbolehkan bahan tiang. Apabila lapisan keras terdiri dari pasir maka daya dukung tiang tergantung pada sifat-sifat pasir tersebut dan kita harus dapat mengetahui besarnya gaya melawan lapisan tersebut terhadap ujung tiang.

2. Tiang yang tertahan oleh pelekatan antara tiang dan tanah.

Tiang semacam ini juga disebut tiang terapung atau floating piles. Bila tiang semacam ini dimasukkan dalam pasir maka sebagian besar daya dukungnya masih tergantung pada perlawanan pada ujungnya dan dapat dihitung dari hasil sondir dan bilamana tiang ini dimasukkan dalam lapisan lempung maka perlawanan ujung akan lebih kecil dari perlawanan akibat pelekatan antara tiang dengan tanah, karena itu, untuk menghitung daya dukung tiang ini dalam lempung kita harus dapat menentukan besarnya gaya pelekatan antara tiang dan tanah.

## 2.4 Daya Dukung Pondasi Tiang Bor atau Strauss

### 2.4.1 Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal

Daya dukung (bearing capacity) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadi keruntuhan. Apabila beban yang bekerja pada tanah pondasi telah melampaui daya dukung dan tegangan geser batasnya maka akan berakibat keruntuhan pada pondasi.

Untuk mencari daya dukung pondasi bor sama seperti mencari daya dukung pondasi tiang pada umumnya. Untuk menentukan daya dukung tiang dapat ditentukan dengan melihat kemampuan tiang itu sendiri atau kekuatan tanah.

Dalam mengukur kemampuan tiang bor berdasarkan kekuatan bahan tiang dapat dipakai rumus : (Sardjono H. S; Pondasi Tiang Pancang 1: hal 42 )

$$P_{tiang} = \sigma_{bahan} \times A_{tiang}$$

Dimana :  $P_{tiang}$  = Kekuatan yang diizinkan pada tiang (kg)

$\sigma_{bahan}$  = Tegangan tekan izin bahan tiang (kg/cm<sup>2</sup>)

$A_{tiang}$  = Luas penampang tiang (cm<sup>2</sup>)

Daya dukung pondasi bor mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung bawah ultimit dan tahanan selimut tiang yang dapat dinyatakan dalam persamaan : (Rahardjo P. P; Manual pondasi tiang edisi 3: hal 53)

$$Qu = Qp + Qs - Wp$$

Dimana :  $Qu$  = Daya dukung ultimit tiang (kg)

$Qp$  = Daya dukung ujung bawah ultimit (kg)

$Qs$  = Daya dukung ultimit selimut tiang (kg)

$W_p$  = Berat sendiri tiang (kg)

Dan untuk  $W_p$  dengan rumus:

$$W_p = \frac{1}{4} \pi \times D^2 \times L \times \gamma_{\text{beton}}$$

a) Daya Dukung Ujung Tiang

Daya dukung ultimit pada ujung tiang bor dinyatakan sebagai berikut :

(Rahardjo P. P; Manual pondasi tiang edisi 3: hal 53)

$$Q_p = q_p \times A$$

Dimana :  $Q_p$  = Daya Dukung ultimit tiang (kg)

$q_p$  = Tahanan ujung per satuan luas ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$A$  = Luas penampang tiang bor ( $\text{cm}^2$ )

Untuk mencari luas penampang tiang bor yaitu :

$$A = \frac{1}{4} \pi \times d^2$$

b) Daya Dukung Selimut Tiang

Tahanan gesek satuan antara dinding tiang dan tanah, secara empiris dapat pula diperoleh dari nilai tahanan ujung kerucut yang diberikan oleh Mayerhof (1956), sebagai berikut : (Hardiyatmo C. H; Teknik Fondasi II, edisi ke-2. Hal 114)

1. Untuk tiang pancang beton dan kayu pada tanah pasir

$$f_s = \frac{q_c}{200} \text{ kg}/\text{cm}^2$$

2. Untuk tiang pancang baja profil H pada tanah pasir

$$f_s = \frac{q_c}{400} \text{ kg}/\text{cm}^2$$

3. Di Belanda, untuk tiang-tiang beton dan kayu pada tanah pasir, digunakan

$$f_s = \frac{q_c}{250} \text{ kg/cm}^2$$

karena kita merencanakan pondasi tiang bor dimana diisi dengan beton maka menggunakan rumus :

$$f_s = \frac{q_c}{250} \text{ kg/cm}^2$$

Dan untuk nilai  $A_s = \pi.D.L$

gesekan selimut tiang untuk tiang pancang = 100%  $f_s$ , sedangkan untuk tiang bor = 50%  $f_s$  maka dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_s = A_s.0,5f_s.$$

Dimana :  $Q_s$  = Daya dukung ultimit selimut tiang (kg)

$L$  = Panjang tiang (cm)

$P$  = Keliling penampang tiang (cm)

$f_s$  = gesekan selimut tiang ( $\text{kg/cm}^2$ )

$q_c$  = Nilai konus pada elevasi di bawah dasar tiang dan di atas dasar tiang atau ( $q_c$ ) rata-rata ( $\text{kg/cm}^2$ )

#### c) Daya Dukung Ijin dan Faktor Keamanan

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka kapasitas ultimit tiang dibagi dengan factor aman tertentu. Tomlinson (1977) menyarankan faktor aman untuk tiang bor : (Hardiyatmo C. H; Analisa dan Perancangan Fondasi II, edisi ke-2. Hal 429)

Untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter  $d < 2 \text{ m}$  :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5}$$

Untuk tiang tanpa pembesaran dibagian bawahnya :

$$Qa = \frac{Qu}{2}$$

$$Q_{izin} = \frac{Q_u}{Fk}$$

Dimana :  $Q_{izin}$  = Daya dukung izin tiang (kg)

$Q_u$  = Daya dukung ultimit tiang (kg)

$Fk$  = Faktor keamanan

#### **2.4.2 Kapasitas Kelompok Tiang**

Meskipun pada tiang yang berdiameter besar atau untuk beban yang ringan sering digunakan pondasi tiang tunggal untuk memikul kolom atau beban struktur, namun pada lazimnya beban kolom struktur atas dapat pula dipikul oleh suatu kelompok tiang.

a) Jumlah Tiang Pondasi (n)

$$\text{jumlah tiang dalam satu poer dalam persamaan : } n = \frac{P}{Q_{izin}}$$

Dimana : n = Jumlah tiang

P = Beban yang diberikan (kg)

$Q_{ijin}$  = Daya dukung ijin pondasi (kg)

b) Daya Dukung Kelompok Tiang

Untuk menentukan daya dukung kelompok tiang dapat ditentukan dengan persamaan : (Rahardjo P.P;Manual pondasi tiang edisi 3:hal 78)



$$\Sigma Q_u = m. n. (Q_p + Q_s)$$

Dimana :  $Q_p$  = Daya dukung ujung (kg)

$Q_s$  = Daya dukung selimut tiang (kg)

$m$  = Jumlah tiang pada deretan baris

$n$  = Jumlah tiang pada deretan kolom

#### c) Jarak tiang pondasi

Pada umumnya kisaran jarak tiang adalah  $2-3d$  ( $d$  = diameter tiang).

Ketentuan diatas ini berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut :

1. Bila  $s < 2,5 D$  maka kemungkinan tanah disekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang terlalu berdekatan
2. Bila  $s > 3 D$  tidak ekonomis sebab akan memperbesar ukuran atau dimensi dari poer, jadi memperbesar biaya.
3.  $s < \frac{1,57.D.m.n-2D}{m+n-2}$  konstruksi akan lebih aman, ( $\eta < 1$ )
4.  $s < \frac{1,57.D.m.n}{m+n-2}$  konstruksi akan lebih ekonomis, ( $\eta < 1$ )

Dimana :  $s$  = Jarak minimum sumbu tiang (m)

$D$  = Diameter tiang atau lebar tiang (m)

$m$  = Jumlah tiang pada deretan baris

$n$  = Jumlah tiang pada deretan kolom

Karena jika terlalu dekat akan terlalu boros (tidak efisien) dan tiang bisa terangkat keatas. Perumusan untuk menghitung jarak tiang dari “*Uniform Building Code*” dari AASTHO :

$$s \leq \frac{1,57.D.m.n}{m+n-2}$$

### 2.4.3 Efisiensi Kelompok Tiang (Eg)

Beberapa persamaan efisiensi telah diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, namun semuanya hanya bersifat pendekatan. Persamaan-persamaan yang diusulkan didasarkan pada susunan tiang, dengan mengabaikan panjang tiang, variasi bentuk tiang yang meruncing, variasi sifat tanah dengan kedalaman dan pengaruh muka air tanah. Dalam efisiensi kelompok tiang dapat dipakai persamaan-persamaan sebagai berikut : (Paulus P. Rahardjo; Manual pondasi tiang, hal 77)

#### 1. Formula sederhana

Formula ini didasarkan pada jumlah daya dukung gesekan dari kelompok tiang sebagai satu kesatuan (blok ).

$$Eg = \frac{2.(m+n-2).s+4.D}{p.m.n}$$

Dimana : m = Jumlah tiang pada deretan baris

n = Jumlah tiang pada deretan kolom

D = Diameter atau sisi tiang

p = Keliling dari penampang tiang

#### 2. Formula *Converse-Labarre* sebagai berikut :

Salah satu dari persamaan-persamaan efisiensi tiang tersebut, dengan rumus sebagai berikut:

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] \theta$$

Dimana :  $Eg$  = Efisiensi kelompok tiang

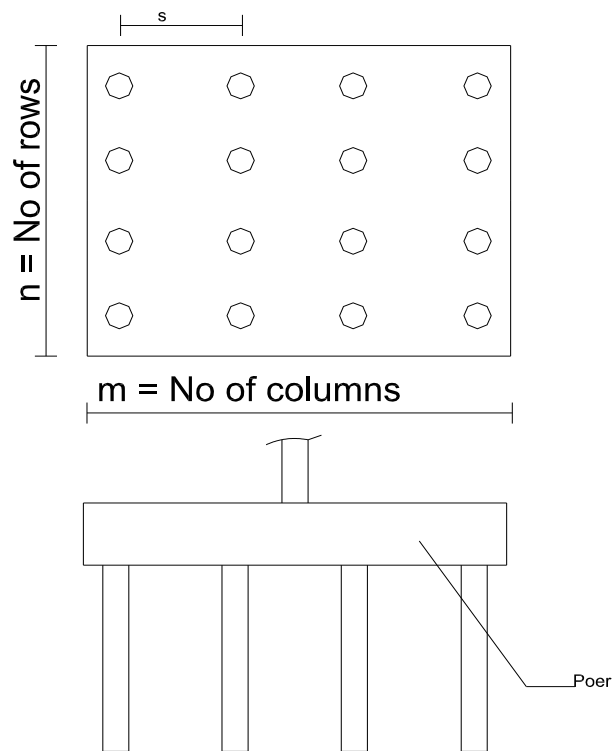
$m$  = Jumlah baris tiang

$n$  = Jumlah tiang dalam satu baris

$\theta$  = arc tg d/s, dalam derajat

$s$  = Jarak pusat ke pusat tiang

$d$  = diameter tiang



Gambar 2.8 Efisiensi kelompok tiang

3. Formula Los Angles:

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} [m \cdot (n - 1) + n \cdot (m - 1) + (m - 1) \cdot (n - 1) \cdot \sqrt{2}]$$

Dimana besaran-besaran dalam persamaan diatas sesuai dengan defenisi sebelumnya.

4. Formula Seiler-Keeney

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{m+n}$$

Dimana s dinyatakan dalam satuan meter

Jadi untuk kapasitas dukung kelompok tiang dengan memperhatikan factor efisiensi tiang dinyatakan oleh persamaan sebagai berikut :

$$Q_g = E_g n Q_u$$

Dimana :  $Q_g$  = Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuan

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

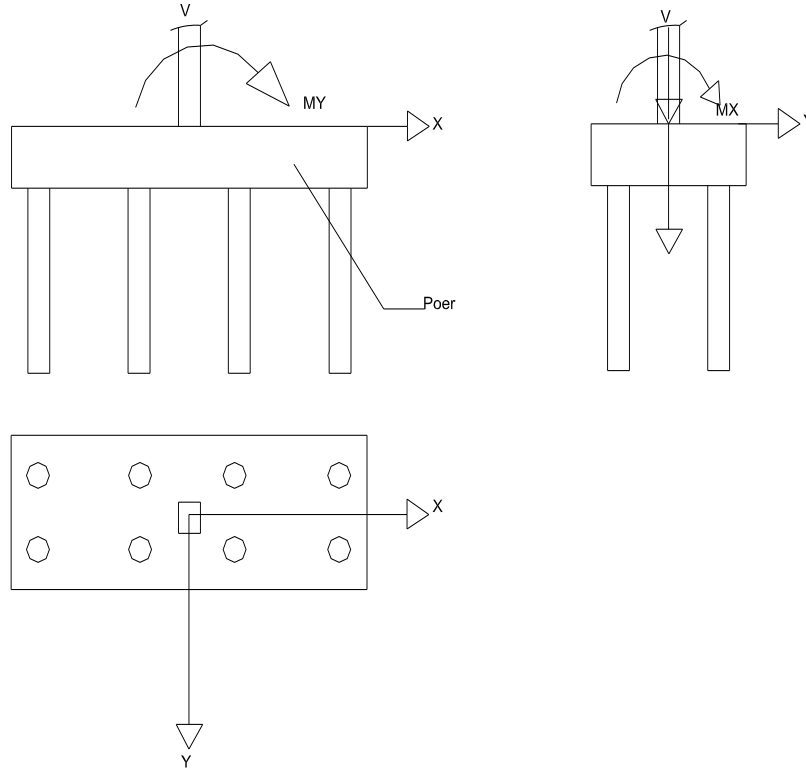
$n$  = Jumlah tiang dalam kelompok

$Q_u$  = Beban maksimum tiang tunggal yang mengakibatkan keruntuhan

Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua arah. Beban sentris adalah jika garis kerja beban jatuh tepat diperpotongan sumbu simetris (x-x) dan (y-y).

Beban eksentris satu arah adalah jika garis kerja beban jatuh disembarangan titik yang terletak pada (x-x) dan (y-y) saja dan beban eksentris dua arah adalah jika

garis kerja beban tidak bekerja di (x-x) maupun (y-y).kelompok tiang yang menerima beban normal sentries dan momen yang bekerja pada dua arah.



Gambar 2.9 Skema pondasi tiang kelompok

Dari gambar diatas dapat dirumuskan : (Sardjono H. S. Pondasi tiang pancang jilid 1;

hal 61)

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{My.Xmax}{ny.\Sigma X^2} \pm \frac{Mx.Ymax}{nx.\Sigma Y^2}$$

Dimana : Pmax = Beban maksimum yang diterima oleh tiang

$\Sigma V$  = Jumlah total beban normal

Mx = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X.

My = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y.



$n$  = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang (Pile group)

$X_{max}$  = Absis terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang

$Y_{max}$  = Ordinat terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang

$n_x$  = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu X

$n_y$  = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu Y

Reese dan O'Neill dalam buku (Hardiyatmo C. H; Analisis dan Perancangan fondasi II; hal 162), menyarankan pemilihan factor keamanan ( $n$ ) untuk perancangan pondasi tiang, harus mempertimbangkan hal-hal berikut :

1. Tipe dan kepentingan dari struktur.
2. Variabilitas tanah (tanah tidak seragam ).
3. Ketelitian penyelidikan tanah.
4. Tipe dan jumlah uji tanah yang dilakukan.
5. Ketersediaan data di tempat (uji beban tiang )
6. Pengawasan / control kualitas dilapangan.
7. Kemungkinan beban desain actual yang terjadi selama beban layanan struktur.

## **2.5 Sondir atau Cone Penetration Test**

Daya dukung yang dapat ditahan oleh tanah sangat bervariasi dan tergantung dari macam atau jenis dan kepadatan dari tanah yang bersangkutan. Salah cara untuk mengetahuinya adalah dengan cara penyondiran. Maksud dari pada sondir atau Cone Penetration Test (CPT) adalah salah satu survey lapangan yang berguna untuk memperkirakan letak lapisan tanah keras. Dari tes ini didapatkan nilai perlawanan penetrasi konus. Perlawanan penetrasi konus adalah perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dalam gaya per satuan luas. Sedangkan hambatan lekat adalah perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus dalam gaya per satuan panjang. Nilai perlawanan penetrasi konus dan hambatan lekat dapat diketahui dari bacaan pada manometer.

Komponen utama sondir adalah konus yang dimasukkan kedalam tanah dengan cara ditekan. Tekanan pada ujung konus pada saat konus bergerak kebawah karena ditekan, dibaca pada manometer setiap kedalaman 20 cm. Tekanan dari atas pada konus disalurkan melalui batang baja yang berada didalam pipa sondir (yang dapat bergerak bebas, tidak tertahan pipa sondir). Demikian juga tekanan yang diderita konus saat ditekan kedalam tanah, diteruskan melalui batang baja didalam pipa sondir tersebut ke atas, ke manometer.

Uji sondir (Cone Penetration Test atau CPT) saat ini merupakan salah satu uji lapangan yang secara luas telah diterima oleh para praktisi dan perencana geoteknik. Uji sondir ini telah menunjukkan manfaat untuk pendugaan profil atau pelapisan

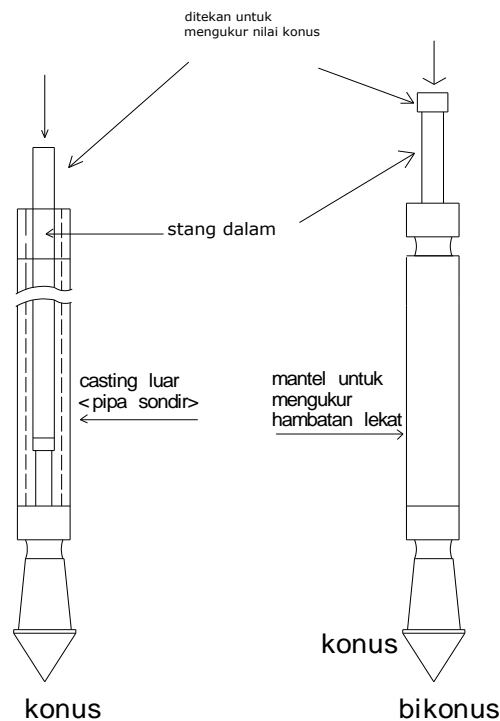
(stratifikasi) tanah, karena jenis perilaku tanah telah dapat diidentifikasi dari kombinasi hasil pembacaan tahanan ujung ( $q_c$ ) dan gesekan selimutnya ( $f_s$ ).

Keuntungan yang diperoleh dari penggunaan alat sondir adalah :

1. Baik untuk lapisan tanah lempung
2. Dapat dengan cepat menentukan letak lapisan tanah keras
3. Dapat digunakan untuk menghitung (memperkirakan) daya dukung lapisan tanah lempung dengan mempergunakan rumus empiris

Kerugiannya adalah :

1. Tidak dapat digunakan untuk lapisan tanah yang berbutir kasar terutama lapisan tanah yang mengandung kerikil dan batu.
2. Hasil penyondiran sangat meragukan apabila letak alat tidak vertikal atau konus/bikonus tidak bekerja dengan baik.



Gambar 3.0 Alat sondir serta pelaksanaan sondir

### 2.5.1 Klasifikasi tanah berdasarkan data sondir

Data tekanan konus ( $q_c$ ) dan hambatan pelek ( $f_s$ ) yang didapatkan dari hasil pengujian sondir dapat digunakan untuk menentukan jenis tanah seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 2.1 :

Tabel 2.1. Klasifikasi tanah dari data sondir

Hasil sondir		Klasifikasi
$Q_c$	$f_s$	
6,0	0,15- 0,40	Humus, lempung sangat lunak

6,0 – 10	0,20	Pasir kelanauan lepas, pasir sangat lepas
	0,20 - 0,60	Lempug lembek, lempung kelanauan lembek
10,0 - 30,0	0,10	Kerikil lepas
	0,10- 0,40	Pasir lepas
	0,40 - 0,80	Lempung atau lempung kelanauan
	0,80 - 2,00	Lempung agak kenyal
30 – 60	1,50	Pasir kelanauan, pasir agak padat
	1,0 - 3,0	Lempung atau lempung kelanauan kenyal
60 – 150	1,0	Kerikil kepasiran lepas
	1,0 - 3,0	Pasir padat, pasir kelanauan atau lempung padat dan lempung kelanauan
	3,0	Lempung kekerikilan kenyal
150 – 300	1,0 - 2,0	Pasir padat , pasir kekerikilan, pasir kasar pasir, pasir kelanauan sangat padat

## 2.6 Dasar-dasar Perhitungan Penulangan Pondasi Strauss Dan Pile Cap

### 2.6.1 Perhitungan Penulangan Pondasi Strauss

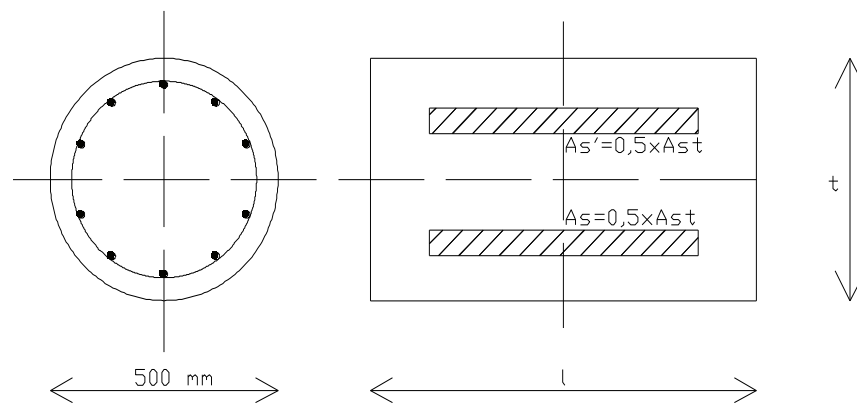
Tulangan merupakan suatu fungsi yang sangat penting untuk struktur beton karena daya dukung struktur beton bertulang didapatkan dari hasil kerja sama antara beton dan tulangnya. Perhitungan Pondasi strauss diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat. Bersamaan dengan pekerjaan persiapan, maka pembuatan penulangan



tiang bor telah dapat dilakukan. Hal ini sangat penting, karena tanah yang sudah dibor, apabila tulangnya belum siap atau tertunda lama, maka tanah pada lubang bor bisa rusak (bisa disebabkan karena hujan atau lainnya), sehingga perlu dilakukan pengerjaan bor lagi. Pemilihan tempat untuk merakit tulangan tidak boleh terlalu jauh, masih terjangkau oleh alat-alat berat tetapi tidak boleh sampai mengganggu manuver alat-alat berat itu sendiri.

### 1. Data Perencanaan

Misalnya :



- $P_{max}$
- Diameter tulangan pokok
- Diameter tiang
- Tebal selimut

### 2. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

- $d'$  = tebal selimut beton +  $\emptyset$  sengkang +  $\frac{1}{2} \times D$  tulang pokok
- $d_{efektif} = D_{tiang} - (2 \times d')$

3. Luas penampang strauss ( $A_g$ )

$$A_g = (1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2)$$

4. Luas tulangan penampang baja ( $A_{st}$ )

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tiang

➤  $A_{st} = 3\% \times A_g$

➤ Jumlah tulangan ( $n$ )

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \times \pi \times D_{tul}^2}$$

➤  $A_{s \text{ ada}} = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$

➤  $A_s = A_{s'} = 0,5 \times A_{st}$

➤ Jarak tulangan pokok ( $s$ )

$$s = \frac{\pi \times d}{n}$$

5. Pemeriksaan beban ultimate beton ( $P_{ub}$ ) dan moment ultimate beton ( $M_{ub}$ )

➤ Tebal penampang segi empat ekivalen

$$t_{ek} = 0,8 \times D_{\text{tiang}}$$

➤ Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}}{t_{ek}}$$

6. Besarnya beban axial yang terjadi pada kolom adalah

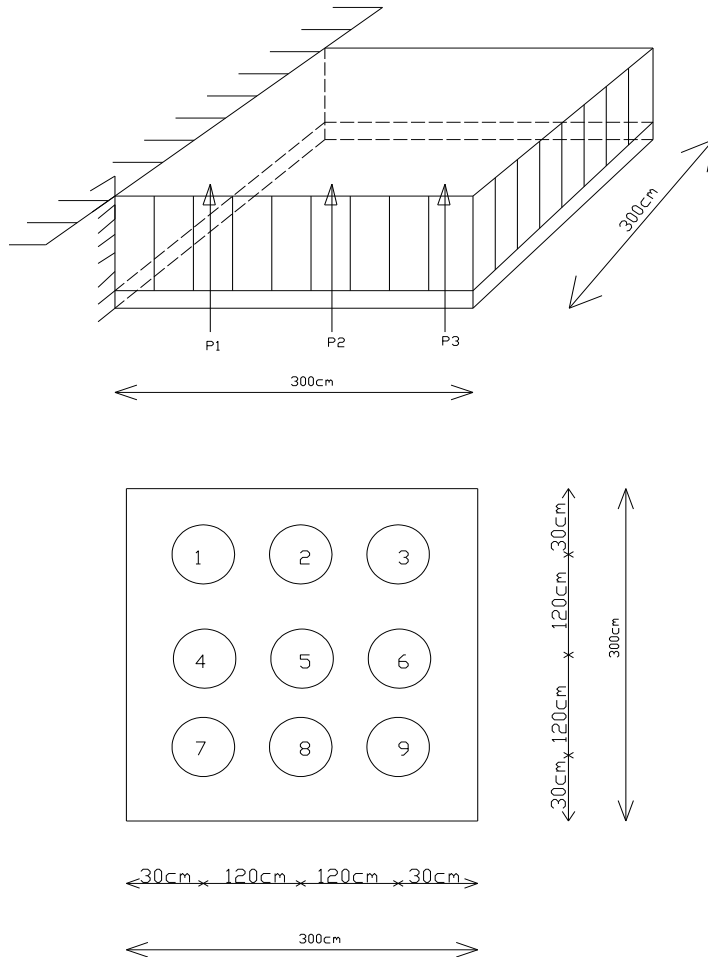
$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$$

### **2.6.2 Perhitungan penulangan pile cap**

Pekerjaan pile cap terbagi atas pekerjaan galian tanah, urugan pasir, lantai kerja, beton, bekisting dan pambesian. Volume beton pile cap dihitung dengan mengalikan luas alas dari pile cap terhadap ketinggiannya. Setelah pekerjaan pile yang meliputi pengeboran dan pemotongan pile yang tersisa di permukaan tanah, maka dilakukan penulangan untuk membuat pile cap. Tahapan-tahapan pengerjaan pile cap yaitu :

1. Setelah dilakukan penggalian tanah, dilakukan pemotongan pile sesuai elevasi pile cap yang diinginkan.
2. Pada pile dilakukan pembobokan pada bagian betonnya hingga tersisa tulangan besinya yang kemudian dijadikan sebagai stek pondasi sebagai pengikat dengan pile cap. Pembobokan hanya sampai elevasi dasar pile cap saja.
3. Sebagai landasan pile cap, dibuat lantai kerja terlebih dahulu dengan ketebalan  $\pm 10$  cm.
4. Melakukan pemasangan tulangan-tulangan pile cap yang meliputi tulangan utama atas dan bawah, persiapan stek pondasi, pemasangan kaki ayam, beton decking dan pemasangan stek pile cap sebagai penghubung menuju kolom.
5. Sebelum dilakukan pengecoran, tanah disekitar bekisting ditimbun kembali untuk menahan beban pengecoran dan meratakan kondisi tanah seperti semula.

6. Setelah semua persiapan sudah siap, maka dapat dilakukan pengecoran pada pile cap.

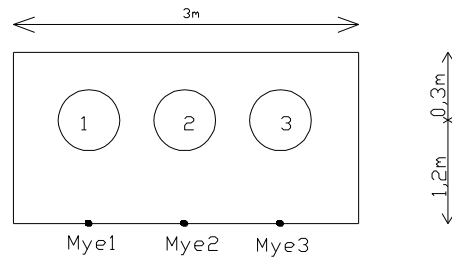


1. Menghitung  $P_{\text{tiang}}$  menggunakan Rumus :  $P = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{My.X_{\text{max}}}{ny.\Sigma X^2} \pm \frac{Mx.Y_{\text{max}}}{nx.\Sigma Y^2}$

2. Perhitungan momen ( $M_u$ )

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang di jepit pada bagian sisinya. Dari tabel P2.3 (PELAT : STIGLAT/WIPPEL: 209 ) didapat nilai  $M_{ye}$  (Dengan cara interpolasi ).

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang strauss :



Jadi  $M_u = M_{xe1} = M_{xe2} = M_{xe3}$

### 3. Perencanaan tulangan

1. Diameter tulangan =  $h - \text{tebal penutup beton} - 1/2 \times \text{diameter tulangan}$
2. Jumlah tulangan (n) =  $\frac{A_{\text{perlu}}}{1/4 \pi x d^2}$
3. Jarak tulangan (s) =  $\frac{b}{\Sigma \text{tulangan}}$

## **BAB III**

### **PEMBEBANAN DAN STATIKA**

#### **3.1 Data Perencanaan**

##### **1. Spesifikasi umum**

- a. Fungsi bangunan : Gedung kuliah
- b. Struktur atas : Portal beton bertulang
- c. Lantai tingkat : Plat beton bertulang
- d. Jenis konstruksi atap : Rangka baja dan beton
- e. Bentang memanjang : 48 m
- f. Bentang melintang : 24 m
- g. Tinggi bangunan : 35 m
- h. Data Tanah : Sondir (CPT)
- i. Struktur bawah : Pondasi strauss
- j. Zona gempa : Wilayah gempa 4

##### **2. Pedomaan Perencanaan**

- a. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)1983
- b. SNI 03-2847-2002, tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.
- c. SNI-1726-2002, Tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung.

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian- penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

Berat sendiri dari material konstruksi utama sesuai dengan PPIUG 1983 diambil sebagai berikut :

1. Beton bertulang :  $2400 \text{ kg/m}^3$
2. Beton ringan :  $1600 \text{ kg/m}^3$

Beban hidup adalah beban bergerak yang bekerja pada suatu struktur. Sedangkan besarnya beban hidup yang direncanakan sesuai dengan PPIUG 1983 adalah sebagai berikut :

1. Beban hidup pada lantai gedung :  $250 \text{ kg/m}^2$
2. Beban air hujan pada atap :  $100 \text{ kg/m}^2$
3. Beban pada ruang rapat :  $400 \text{ kg/m}^2$
4. Perpustakaan :  $400 \text{ kg/m}^2$
5. Ruang kuliah :  $250 \text{ kg/m}^2$
6. Tegangan Leleh Tulangan Ulir  $f_y$  :  $400 \text{ MPa}$
7. Tegangan Leleh Tulangan Polos  $f_y$  :  $240 \text{ MPa}$
8. Kuat tekan beton  $f'_c$  :  $30 \text{ MPa}$

### 3.2 Pengolahan Data

#### 3.2.1 Data-data tanah :

Cone Penetration Test /Sondir, sondir adalah salah satu survey lapangan yang berguna untuk memperkirakan letak lapisan tanah keras. Alat ini digunakan untuk mengetahui perlawanan tanah terhadap konus ( $q_c$ ) dan hambatan lekatnya (JHL).

Penyelidikan tanah dilapangan pada proyek Gedung Fakultas Hukum dilakukan untuk mengetahui kondisi tanah asli dilapangan sehingga dapat merencanakan jenis pondasi yang efektif, serta perhitungan daya dukung tiang bor berdasarkan hasil sondir. Dari pengujian sondir ini , dapat diketahui letak setiap kedalaman tanah di lokasi penyondiran yang diperlukan sebagai penentuan rekomendasi bagi rancang bangun. Data hasil penyondiran untuk masing-masing titik pada proyek Pembangunan Gedung Fakultas Hukum dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 3.1. Data-data yang diperoleh dari pengujian sondir

Kode titik	Kedalaman (m)	$q_c$ maks ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	JP ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
S1	6,20	192	225
S2	6,80	200	225
S3	7,00	195	225
S4	6,20	192	225



Dari data yang diperoleh dari pengujian sondir dilapangan tanah diproyek diklasifikasikan ke dalam Tabel 3.2

Tabel 3.2 Klasifikasi tanah dari data sondir dilapangan

Kedalaman	Hasil sondir		Klasifikasi
	qc (kg/cm <sup>2</sup> )	fs =qc/250 (kg/cm <sup>2</sup> )	
6,20 m	192	0,76~1	Pasir padat,pasir kerikilan,pasir kasar pasir,pasir kelanauan sangat padat
6,80 m	200	0,8~1	Pasir padat,pasir kerikilan,pasir kasar pasir,pasir kelanauan sangat padat
7,0 m	195	0,78~1	Pasir padat,pasir kerikilan,pasir kasar pasir,pasir kelanauan sangat padat
6,20 m	192	0,76~1	Pasir padat,pasir kerikilan,pasir kasar pasir,pasir kelanauan sangat padat

### 3.2.2 Data Balok dan Kolom

Tabel 3.3 Dimensi struktur

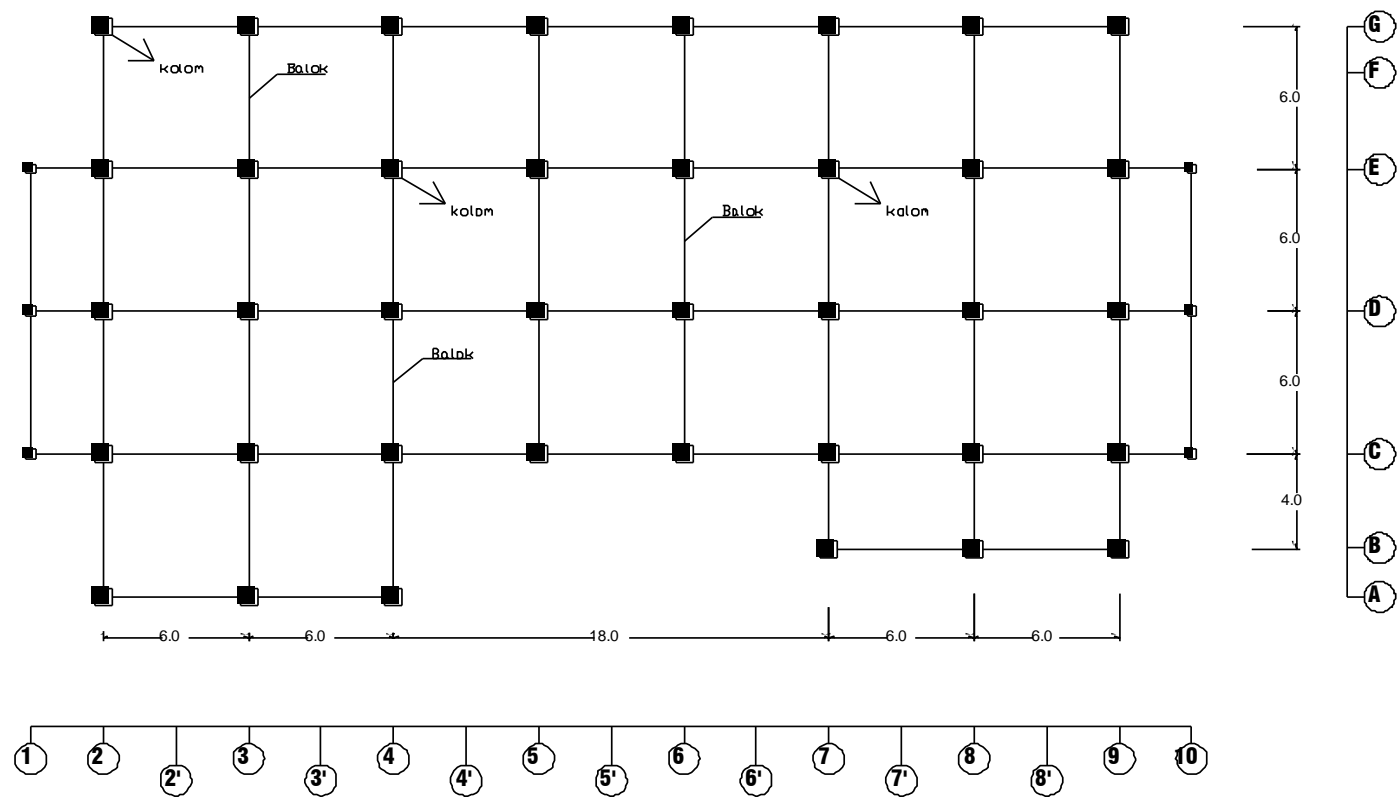
Lantai 1-7				
Balok		kolom		Pelat
Jalur	Dimensi	Jalur	Dimensi	Dimensi
C'1,D'1,C10, D'10,C,E	20/50	A2,A2',A3,A3',A4,A7,A7', A8,A8',A9,G2,G2',G3,G3',G4 G7,G7',G8,G8',G9	50/70	12
C	25/90	C1,C10,D1,D10,E1,E10	40/40	
D''2',E'2',E'3' E'5',E'6',E'7' ,E'8'	30/50	H5',H6	40/60	
B'2', B'3',D'2',D'3 C',C'',F	30/40	C2,C5,C6,C7,C8,C9,D2,D3,D4,D5 D6,D7,D8,D9,E2,E3,E4,E5,E6,E7, E8,E9,G5,G6	70/70	
B2,B3,B4,F1, F3	40/60	C3,C3',C4',C6'	40/70	

Ket : Satuan dalam cm

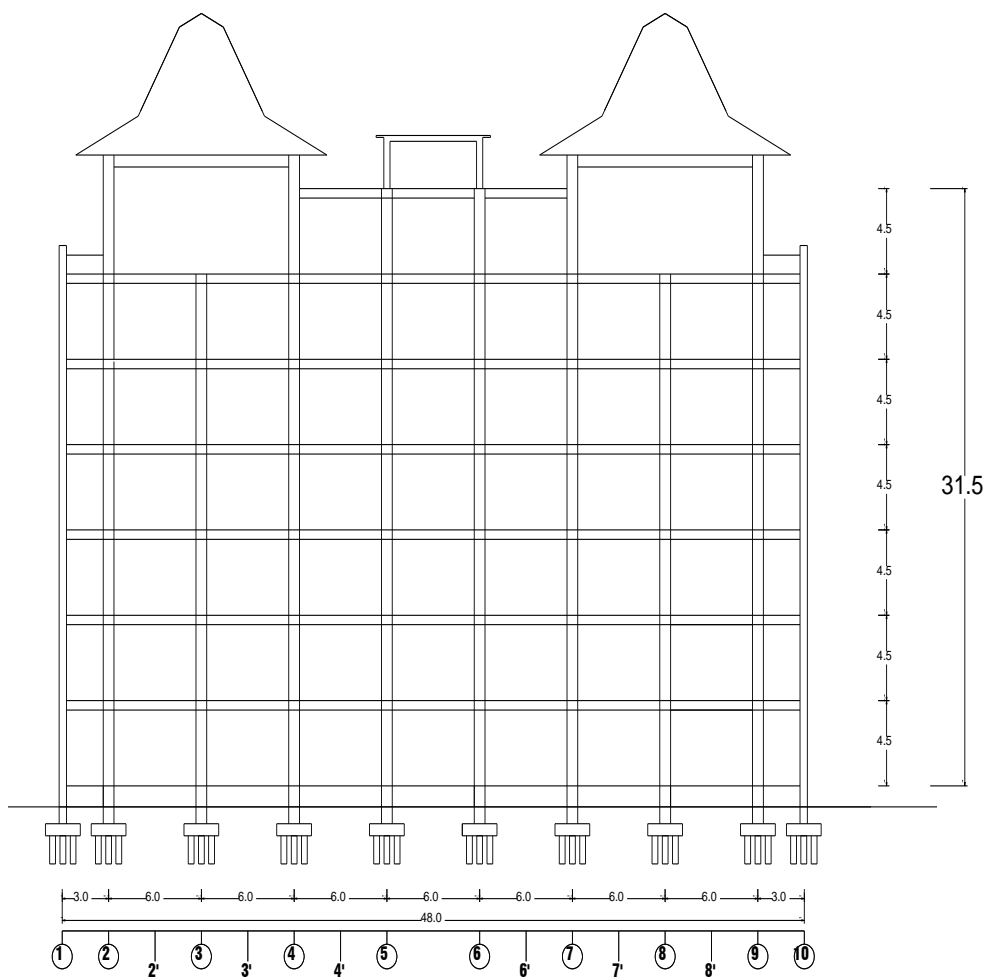
#### Analisa Pembebanan Dan Statika

1. Perencanaan dimensi balok, kolom, dan tebal plat lantai sesuai dengan keadaan di proyek.

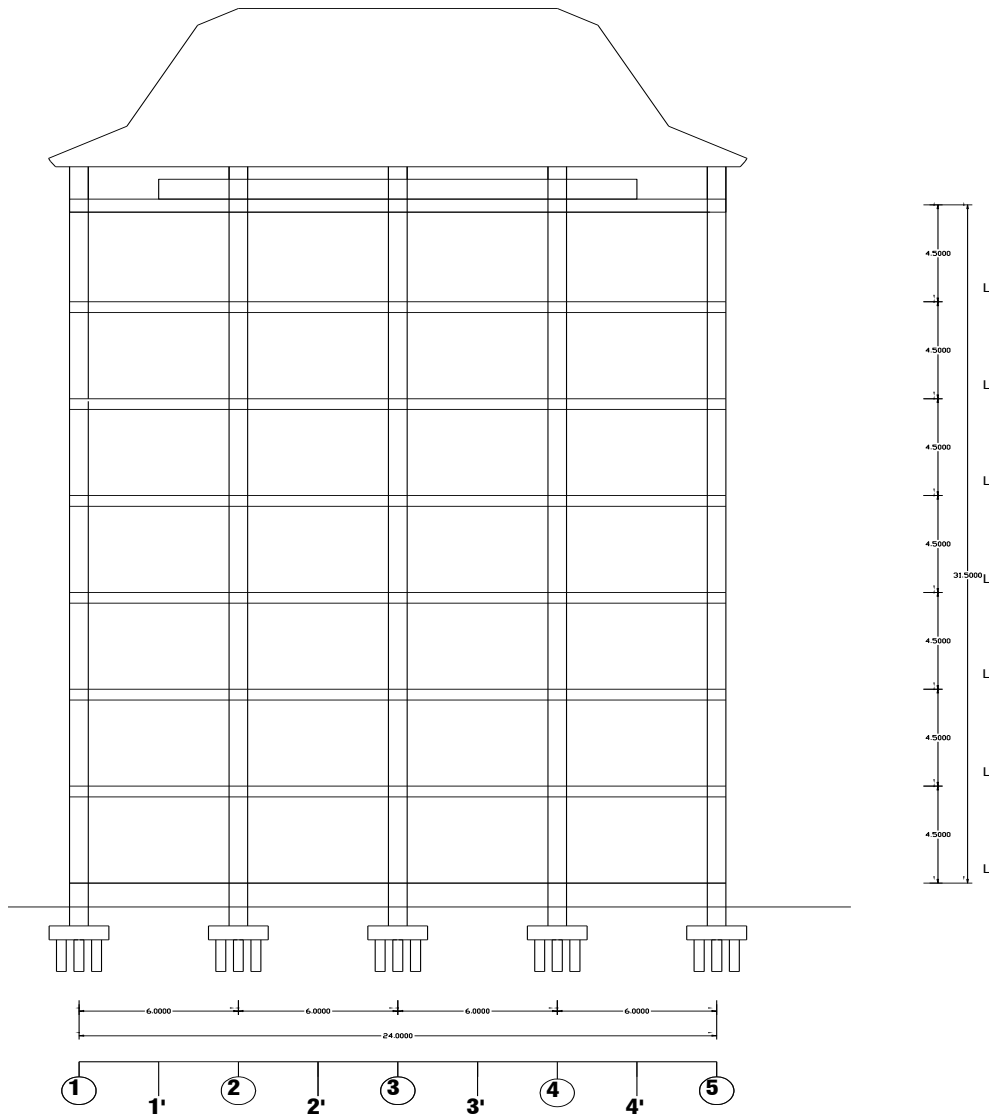
2. Perataan beban plat dengan cara meshing
3. Perhitungan pembebanan
  - a. Line memanjang, meliputi : beban mati terpusat ( $P$ ), beban mati merata ( $q_d$ ), dan beban hidup merata ( $q_l$ ).
  - b. Line melintang meliputi : beban mati terpusat ( $P$ ), beban mati merata ( $q_d$ ), dan beban hidup merata ( $q_l$ ).
4. Perhitungan gempa statis ekuivalen



3.1 Gambar Denah



3.2 Gambar Portal memanjang



3.3 Gambar Portal melintang

### 3.3 Perhitungan Pembebanan Plat dan Balok

Berat sendiri pelat, balok dan kolom akan dipergunakan menggunakan program analisa struktur staad 3 dimensi.

#### 3.3.1 Atap

Pada bagian atap terdapat plat atap, roof tank atau tandon air

Pembebanan untuk plat atap

a. Beban Mati (qd)

$$\begin{aligned} \text{-Berat plafond} &= 11 \text{ kg/m}^2 &= 11 \text{ kg/m}^2 \\ \text{-Berat penggantung} &= 7 \text{ kg/m}^2 &= \underline{7 \text{ kg/m}^2} + \\ && \text{qd} = 18 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Note : dalam perhitungan pembebanan struktur ini dengan menggunakan metode plat messing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung kerana sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer :STAAD PRO)

b. Beban Hidup (ql )

$$\begin{aligned} \text{-Beban orang} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{-Beban air hujan untuk plat atap} &= 0,05 \times 1000 &= \underline{50 \text{ kg/m}^2} + \\ && \text{ql} = 150 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Pembebanan untuk ruang tandon air

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned} \text{-Berat spesi} &= 0,03 \times 1 \times 2100 \text{ kg/m}^2 &= 63 \text{ kg/m}^2 \\ \text{-Berat tegel} &= 0,04 \times 1 \times 2200 \text{ kg/m}^2 &= 88 \text{ kg/m}^2 \\ \text{-Beban tandon berisi air} &= 1 \times 1000 &= \underline{1000 \text{ kg/m}^2} + \\ && \text{qd} = 1151 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### 3.3.2 Lantai 7

#### 3.3.2a Pembebanan Plat

Pada lantai 7 di fungsikan sebagai Ruang Sidang

a. Beban Mati (qd)

$$\text{- Berat plafon + penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Berat spesi} = 0,03 \times 1 \times 2100 = 63 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Berat Ducting AC} = 15 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Berat tegel} = 0,040 \times 1 \times 2200 = \underline{88 \text{ kg/m}^2} +$$

$$qd = 184 \text{ kg/m}^2$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO )

b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

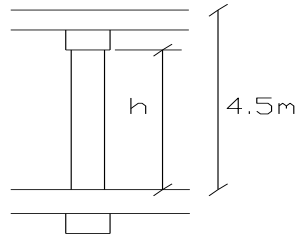
$$\text{- Beban ruang sidang} = \underline{400 \text{ kg/m}^2} +$$

$$ql = 400 \text{ kg/m}^2$$



### 3.3.2b Pembebanan balok

#### Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)



- Pembebanan balok induk melintang line 2=4=5=6=7=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5- 0,5 = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 4 x 0,15 x 1 x 1700 = 1020 kg/m

- Pembebanan balok induk melintang line 7 = 9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 4 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,5 = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 4 x 0,15 x 1 x 1700 = 1020 kg/m

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
= 1020 x 0,5 = 510 kg/m

- Pembebanan balok induk melintang line 6 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama =  $4,5 - 0,5$  = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$
- Maka beban mati (qd) =  $4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
 $= 1020 \times 0,5 = 510 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok induk melintang line 8 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama =  $4,5 - 0,5$  = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$
- Maka beban mati (qd) =  $4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok induk melintang line 1 dan 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok = 4
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$

$$\text{Maka beban mati (qd)} = 4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Ket: untuk lubang tembok} &= 50\% \text{ dari berat tembok} \\ &= 1020 \times 0,5 = 510 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 1 dan 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 2,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok = 4
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$

$$\text{Maka beban mati (qd)} = 4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$$

#### **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=G=E =G merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,5 = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$

$$\text{Maka beban mati (qd)} = 4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Ket: untuk lubang tembok} &= 50\% \text{ dari berat tembok} \\ &= 1020 \times 0,5 = 510 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,5 = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 4 x 0,15 x 1 x 1700 = 1020 kg/m

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
 = 1020 x 0,5 = 510 kg/m

- Pembebanan balok induk memanjang line C merupakan balok dengan dimensi (20/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 4 x 0,15 x 1 x 1700 = 1020 kg/m

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
 = 1020 x 0,5 = 510 kg/m

**Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)**

Pembebanan balok anak line 6'=7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4,5-0,5 = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 4 x 0,15 x 1 x 1700 = 1020 kg/m

Pembebanan balok anak line 6' dan 7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m dan 1,2 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4,5-0,5 = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) =  $4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
 $= 1020 \times 0,5 = 510 \text{ kg/m}$

#### **Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)**

- Pembebanan balok anak line C'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) =  $4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
 $= 1020 \times 0,5 = 510 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok anak line D' dan D'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) menerima beban dinding tembok dengan bentang 4,2 m dan 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok Wc = 4,5-0,5 = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700

$$\text{Maka beban mati (qd)} = 4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$$

### 3.3.3 Lantai 6 dan 4

#### 3.3.3a Pembebanan Plat

Pada lantai 6 dan 4 di fungsikan sebagai Ruang kelas

##### a. Beban Mati (qd)

$$\begin{aligned} \text{- Berat plafon + penggantung} &= 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat spesi} &= 0,03 \times 1 \times 2100 = 63 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat Ducting AC} &= 15 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat tegel} &= 0,040 \times 1 \times 2200 = \underline{88 \text{ kg/m}^2}+ \\ &\text{qd} = 184 \text{ kg/ m}^2 \end{aligned}$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO )

##### b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

$$\begin{aligned} \text{- Beban ruang kuliah} &= \underline{250 \text{ kg/m}^2}+ \\ \text{ql} &= 250 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### 3.3.3b Pembebanan balok

#### Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan balok induk melintang line 2=3=4=5=6=7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5 - 0,6 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati  $q_d = 3,9 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 994,5 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok induk melintang line 7=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 4 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5 - 0,6 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati  $q_d = 3,9 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 994,5 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
 $= 994,5 \times 0,5 = 497,25 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok induk melintang line 1=10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3,5 m dan 2,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,5 = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 4 x 0,15 x 1 x 1700 = 1020 kg/m

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
 = 1020 x 0,5 = 510 kg/m

- Pembebanan balok induk melintang line 3 dan 4 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok tangga = 4,5-0,6 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati qd = 3,9 x 0,15 x 1 x 1700 = 994,5 kg/m

### **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=E=G merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5 -0,6 = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m



- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$
- Maka beban mati qd =  $3,9 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 994,5 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
 $= 994,5 \times 0,5 = 497,25 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama =  $4,5 - 0,6 = 3,9 \text{ m}$
  - Tebal tembok =  $0,15 \text{ m}$
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$
- Maka beban mati qd =  $3,9 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 994,5 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
 $= 994,5 \times 0,5 = 497,25 \text{ kg/m}$

#### **Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)**

Pembebanan balok anak line 6'=7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m dan 1,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc =  $4,5 - 0,5 = 4 \text{ m}$
  - Tebal tembok =  $0,15 \text{ m}$
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$
- Maka beban mati qd =  $4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$

### **Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)**

- Pembebanan balok anak line  $C'=C''=D'$  merupakan balok dengan dimensi (30/40) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang kuliah =  $4,5-0,4$  = 4,1 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$
- Maka beban mati  $q_d = 4,1 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1045,5 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
=  $1045,5 \times 0,5 = 522,75 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok anak line  $D''$  merupakan balok dengan dimensi (30/40) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok  $W_c$  =  $4,5-0,4$  = 4,1 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$
- Maka beban mati  $q_d = 4,1 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1045,5 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok anak line  $C''$  merupakan balok dengan dimensi (30/40) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok =  $4,5-0,4$  = 4,1 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$
- Maka beban mati  $q_d = 4,1 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1045,5 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}\text{Ket: untuk lubang tembok} &= 50\% \text{ dari berat tembok} \\ &= 1045,5 \times 0,5 = 522,75 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

### 3.3.4 Lantai 5 dan 3

#### 3.3.4a Pembebanan Plat

Pada lantai 5 dan 3 di fungsikan sebagai Ruang kelas

##### a. Beban Mati (qd)

$$\begin{aligned}\text{- Berat plafon + penggantung} &= 11 + 7 &= 18 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat spesi} &= 0,03 \times 1 \times 2100 &= 63 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat Ducting AC} & &= 15 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat tegel} &= 0,040 \times 1 \times 2200 &= \underline{88 \text{ kg/m}^2} + \\ & &\text{qd} = 184 \text{ kg/ m}^2\end{aligned}$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO )

##### b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

$$\begin{aligned}\text{- Beban ruang kuliah} &= \underline{250 \text{ kg/m}^2} + \\ \text{ql} &= 250 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

### 3.3.4b Pembebanan balok

#### Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan balok induk melintang line 2=3=4=5=6=7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,6 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 3,9 x 0,15 x 1 x 1700 = 994,5 kg/m

- Pembebanan balok induk melintang line 7=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 4 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,6 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 3,9 x 0,15 x 1 x 1700 = 994,5 kg/m

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
= 994,5 x 0,5 = 472,25 kg/m

- Pembebanan balok induk melintang line 1=10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3,5 m dan 2,5

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama =  $4,5 - 0,5$  = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$

Maka beban mati (qd) =  $4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
 $= 1020 \times 0,5 = 510 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok induk melintang line 3 dan 4 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok tangga =  $4,5 - 0,6$  = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$

Maka beban mati (qd) =  $3,9 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 994,5 \text{ kg/m}$

### **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=E=G merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,6 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 3,9 x 0,15 x 1 x 1700 = 994,5 kg/m

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok

$$= 994,5 \times 0,5 = 497,25 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,6 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 3,9 x 0,15 x 1 x 1700 = 994,5 kg/m

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok

$$= 994,5 \times 0,5 = 497,25 \text{ kg/m}$$

### **Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)**

Pembebanan balok anak line 6'=7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m dan 1,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4,5-0,5 = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 4 x 0,15 x 1 x 1700 = 1020 kg/m

### **Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)**

- Pembebanan balok anak line C'=C''=D' merupakan balok dengan dimensi (30/40) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang kuliah = 4,5-0,4 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 3,9 x 0,15 x 1 x 1700 = 994,5 kg/m

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
= 994,5 x 0,5 = 497,25 kg/m

- Pembebanan balok anak line D'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok Wc = 4,5-0,4 = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m

- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$   
Maka beban mati (qd) =  $4,1 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1045,5 \text{ kg/m}$

➤ Pembebanan balok anak line C'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok =  $4,5 - 0,4 = 4,1 \text{ m}$
- Tebal tembok =  $0,15 \text{ m}$
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$   
Maka beban mati (qd) =  $4,1 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1045,5 \text{ kg/m}$
- Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
=  $1045,5 \times 0,5 = 522,75 \text{ kg/m}$

### **3.3.5 Lantai 2**

#### **3.3.5a Pembebanan Plat**

Pada lantai 2 di fungsikan sebagai perpustakaan

##### a. Beban Mati (qd)

- Berat plafon + penggantung =  $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat spesi =  $0,03 \times 1 \times 2100 = 63 \text{ kg/m}^2$
- Berat Ducting AC =  $15 \text{ kg/m}^2$
- Berat tegel =  $0,040 \times 1 \times 2200 = 88 \text{ kg/m}^2 +$   
qd =  $184 \text{ kg/m}^2$



Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO )

b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

$$\begin{aligned} \text{- Beban ruang perpus} &= 400 \text{ kg/m}^2 + \\ \text{ql} &= 400 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### 3.3.5b Pembebanan balok

#### Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan balok induk melintang line 2=4=5=6=7=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,6 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 3,9 x 0,15 x 1 x 1700 = 994,5 kg/m

Keterangan : untuk lubang pada tembok = 50% dari berat tembok

$$= 994,5 \times 0,5 = 497,25 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 7 dan 9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 4 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,6 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) =  $3,9 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 994,5 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang pada tembok = 50% dari berat tembok

$$= 994,5 \times 0,5 = 497,25 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 1 dan 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3,5 m Dan 2,5 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,5 = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) =  $4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok

$$= 1020 \times 0,5 = 510 \text{ kg/m}$$

### **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=E=G merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,6 = 3,9 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 3,9 x 0,15 x 1 x 1700 = 994,5 kg/m

Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
= 994,5 x 0,5 = 497,25 kg/m

- Pembebanan balok induk memanjang line C merupakan balok dengan dimensi (20/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,5 = 4 m
  - Tebal tembok = 0,15 m
  - Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Maka beban mati (qd) = 4 x 0,15 x 1 x 1700 = 1020 kg/m

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4,5-0,6 = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m

- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$   
Maka beban mati (qd) =  $3,9 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 994,5 \text{ kg/m}$

➤ Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (20/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama =  $4,5-0,5$  = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$   
Maka beban mati (qd) =  $4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$
- Ket: untuk lubang tembok = 50% dari berat tembok  
=  $1020 \times 0,5 = 510 \text{ kg/m}$

#### **Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)**

Pembebanan balok anak line 6'=7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) menerima beban dinding tembok dengan bentang 6 m dan 1,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc =  $4,5-0,5$  = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok =  $1700 \text{ kg/m}^3$   
Maka beban mati (qd) =  $4 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1020 \text{ kg/m}$

### **Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)**

- Pembebanan balok anak line D'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok  $W_c = 4,5 - 0,4 = 4,1 \text{ m}$
  - Tebal tembok  $= 0,15 \text{ m}$
  - Panjang tembok  $= 1 \text{ m}$  (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok  $= 1700 \text{ kg/m}^3$
- Maka beban mati (qd)  $= 4,1 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1045,5 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok anak line C'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) menerima beban dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok  $= 4,5 - 0,4 = 4,1 \text{ m}$
  - Tebal tembok  $= 0,15 \text{ m}$
  - Panjang tembok  $= 1 \text{ m}$  (diambil per 1 meter panjang)
  - Berat jenis tembok  $= 1700 \text{ kg/m}^3$
- Maka beban mati (qd)  $= 4,1 \times 0,15 \times 1 \times 1700 = 1045,5 \text{ kg/m}$

Ket: untuk lubang tembok  $= 50\%$  dari berat tembok  
 $= 1045,5 \times 0,5 = 522,75 \text{ kg/m}$

## **PERHITUNGAN BEBAN HIDUP UNTUK PENINJAUAN GEMPA**

### **Lantai 2**

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (perpustakaan)} = 400 \times (12 \times 24) \times 0,8 = 92160 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (gudang)} = 125 \times (3,5 \times 3) \times 0,8 = 1050 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 6) \times 0,5 = 5400 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (3 \times 6) \times 0,5 = 2700 \text{ kg} + \\ 101310 \text{ kg}$$

Ket : Nilai faktor reduksi dan beban hidup pada lantai gedung diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.

### **Lantai 3**

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (12 \times 9) \times 0,5 = 13500 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (12 \times 6) \times 0,5 = 9000 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (10 \times 6) \times 0,5 = 7500 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (7,5 \times 6) \times 0,5 = 6000 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (musolah)} = 400 \times (9 \times 6) \times 0,5 = 10800 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (gudang)} = 125 \times (3,5 \times 3) \times 0,8 = 1050 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 6) \times 0,5 = 5400 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 3) \times 0,5 = \underline{2700 \text{ kg}} + 55950 \text{ kg}$$

Ket : Nilai faktor reduksi dan beban hidup pada lantai gedung diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.

#### **Lantai 4**

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (12 \times 9) \times 0,5 = 13500 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (transit \& sekr)} = 250 \times (12 \times 6) \times 0,3 = 5400 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (10 \times 6) \times 0,5 = 7500 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (7,5 \times 4) \times 0,5 = 3750 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (9 \times 6) \times 0,5 = 6750 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 6) \times 0,5 = 5400 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 3) \times 0,5 = 2700 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (gudang)} = 125 \times (3,5 \times 3) \times 0,8 = \underline{1050 \text{ kg}} + 46050 \text{ kg}$$

Ket : Nilai faktor reduksi dan beban hidup pada lantai gedung diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.

### **Lantai 5**

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (12 \times 9) \times 0,5 = 13500 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (12 \times 6) \times 0,5 = 9000 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (10 \times 6) \times 0,5 = 7500 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (7,5 \times 6) \times 0,5 = 6000 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (musolah)} = 400 \times (9 \times 6) \times 0,5 = 10800 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (gudang)} = 125 \times (3,5 \times 3) \times 0,8 = 1050 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 6) \times 0,5 = 5400 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 3) \times 0,5 = \underline{2700 \text{ kg}} + 55950 \text{ kg}$$

Ket : Nilai faktor reduksi dan beban hidup pada lantai gedung diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.



### **Lantai 6**

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (12 \times 9) \times 0,5 = 13500 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (transit \& sekr)} = 250 \times (12 \times 6) \times 0,3 = 5400 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (10 \times 6) \times 0,5 = 7500 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (7,5 \times 4) \times 0,5 = 3750 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 250 \times (9 \times 6) \times 0,5 = 6750 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 6) \times 0,5 = 5400 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 3) \times 0,5 = 2700 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (gudang)} = 125 \times (3,5 \times 3) \times 0,8 = \frac{1050 \text{ kg}}{46050 \text{ kg}}$$

Ket : Nilai faktor reduksi dan beban hidup pada lantai gedung diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.

### **Lantai 7**

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang sidang bsr)} = 400 \times (24 \times 12) \times 0,5 = 57600 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang sidang kcl)} = 400 \times (10 \times 6) \times 0,5 = 12000 \text{ kg}$$

$$ql \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang sidang kcl)} = 400 \times (9 \times 6) \times 0,5 = 10800 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang sidang kcl)} = 400 \times (7,5 \times 6) \times 0,5 = 9000 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang kelas)} = 125 \times (3,5 \times 3) \times 0,8 = 1050 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 6) \times 0,5 = 5400 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (tangga)} = 300 \times (6 \times 3) \times 0,5 = 2700 \text{ kg}$$

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (gudang)} = 125 \times (3,5 \times 3) \times 0,8 = \underline{1050 \text{ kg}} + 99600 \text{ kg}$$

Ket : Nilai faktor reduksi dan beban hidup pada lantai gedung diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.

### **Lantai Atap**

$$q_l \times \text{Luas lantai} \times \text{faktor reduksi (ruang sidng bsr)} = 150 \times (18 \times 18) \times 0,5 = 24300 \text{ kg}$$

Lantai	Beban mati (kg)	Beban hidup (kg)	Jumlah berat (kg)
2	768192,3	101310	869502,25
3	792468,1	55950	848418,062
4	824752,2	46050	870802,188
5	785774,6	55950	841724,625
6	789428,3	46050	835478,25
7	789925,5	99600	889525,5
Atap	854368,4	24300	878668,438
Jumlah berat bangunan			6034119,313

### **Taksiran waktu getar alami T, secara empiris**

Rumus empiris pakai method A dari UBC Section 1630.2.2

Tinggi gedung  $h_n = 35$

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Dimana untuk SRG :  $C_t = 0,0488 \rightarrow T_{us} = 0,7$        $T_{tb} = T_{us}$

Kontrol pembatasan T sesuai Ps 5.6

$$\left. \begin{array}{l} \zeta = 0,17 \\ n = 8 \end{array} \right\} T = \zeta \cdot n = 0,17 \times 8 = 1,36 \text{ det} > T_{\text{empiris}} \rightarrow \text{ok}$$

### Perhitungan V

V dihitung dengan rumus (26) SNI 1726

SRG Sesuai SNI Tabel 3 :  $R = 8,5$

I sesuai SNI 1726 Tabel 1  $\rightarrow I = 1$

$$\left. \begin{array}{l} \text{WG :4} \\ \text{Tanah keras} \\ T_1 = 0,7 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Diperoleh dari gambar 2 SNI} \\ C_1 = 0,24 \end{array}$$

Diperoleh :  $v = \frac{C_1 \cdot I}{R} \cdot Wt$

$$v = \frac{0,24 \cdot 1}{8,5} \cdot 6034119,313 = 170375,133 \text{ kg}$$

Lantai ke	hi (m)	Berat Wi (kg)	hixwi(kgm)	Fi (kg)	100%	30%
2	6	869502,25	5217013,5	7422,08	7422,08	2226,6
3	10,5	848418,062	8908389,651	12673,6	12673,6	3802,08
4	15	870802,188	13062032,82	18582,9	18582,9	5574,87
5	19,5	841724,625	16413630,19	23351,1	23351,1	7005,33
6	24	835478,25	20051478	28526,6	28526,6	8557,98
7	28,5	889525,5	25351476,75	36066,7	36066,7	10820,01
Atap	35	878668,438	30753395,33	43751,8	43751,8	13125,54
W total =		6034119,313	119757416,2			

$$\begin{aligned}
 fi &= \frac{(Wi.hi)}{\Sigma(Wi.hi)} \cdot V \\
 &= \frac{5217013,5}{119757416,2} \cdot 170375,133 \\
 &= 7422,08 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

## BAB IV

### PERENCANAAN PONDASI

#### 4.1 Data Perencanaan

Setelah perhitungan pembebanan pada Bab III selesai, maka hasilnya di analisa menggunakan program computer Staad Pro. Berdasarkan hasil output analisa pembebanan dengan program Staad-Pro diambil 3 contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing.

Tipe dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

**Tabel 4.1 Gaya-gaya yang bekerja pada tiap kolom**

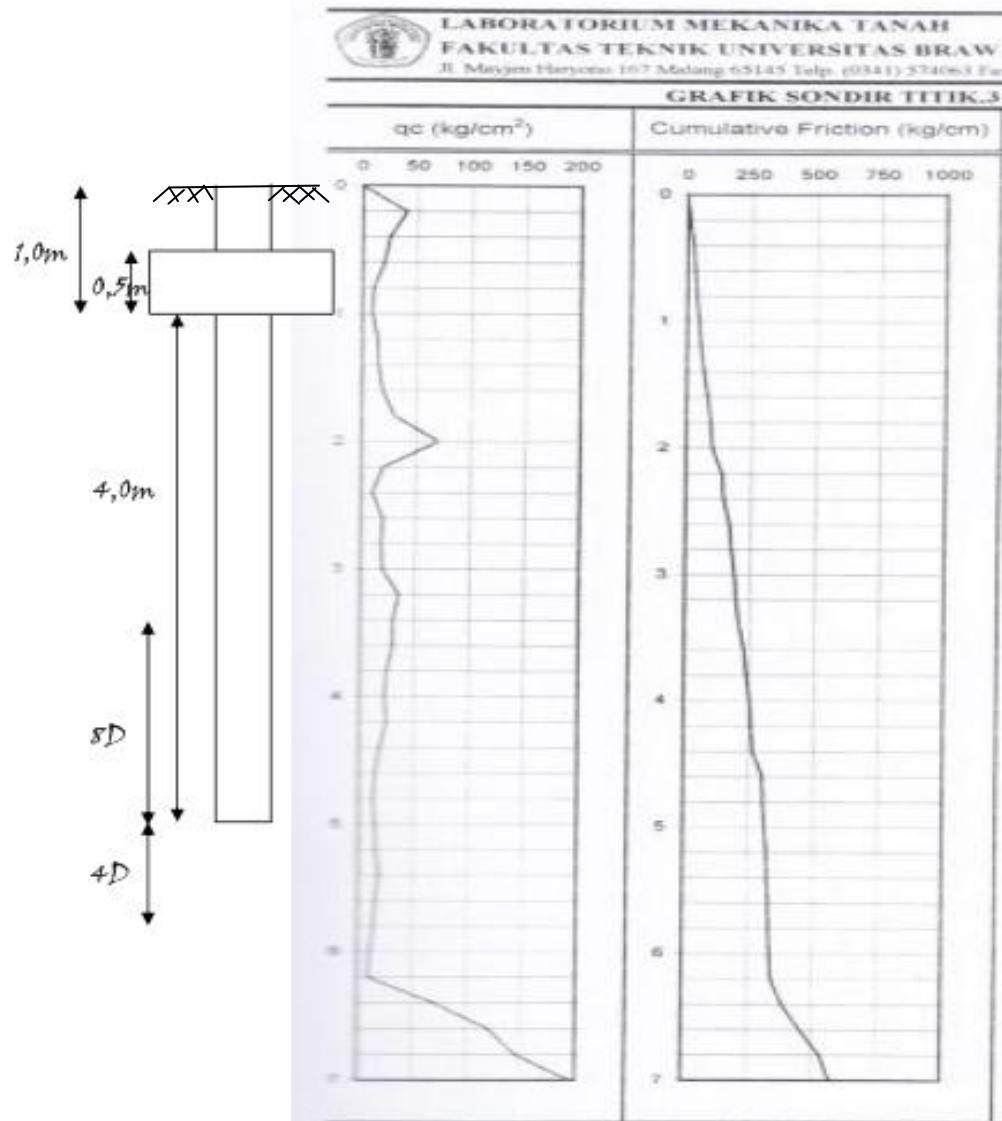
Tipe kolom	Kolom (Node)	Gaya vertikal (kN)	Momen (X) (kNm)	Momen (Z) (kNm)
Berat	10	3080	-1,656	-6,768
Sedang	29	2090	12,083	2,913
Ringan	43	1650	10,771	-14,375

1. Tebal poer 50 cm
2. Kedalaman poer 1,0 m
3. Diameter tiang berbentuk lingkaran dengan diameter 50 cm

Nilai qc dihitung rata-rata sedalam 12 D yaitu: 4D dibawah ujung tiang dan 8D diatas ujung tiang.

- $4D = 4 \times 0,5 = 2m$
- $8D = 8 \times 0,5 = 4m$

## DATA TANAH



$$5 - (8D) = 5 - 4 = 1 \text{ m}$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai qc :

1.	1,0 m	————→	(qc) = 9 kg/cm <sup>2</sup>
2.	1,2 m	————→	(qc) = 14 kg/cm <sup>2</sup>
3.	1,4 m	————→	(qc) = 15 kg/cm <sup>2</sup>
4.	1,6 m	————→	(qc) = 19 kg/cm <sup>2</sup>
5.	1,8 m	————→	(qc) = 30 kg/cm <sup>2</sup>
6.	2,0 m	————→	(qc) = 70 kg/cm <sup>2</sup>
7.	2,2 m	————→	(qc) = 20 kg/cm <sup>2</sup>
8.	2,4 m	————→	(qc) = 10 kg/cm <sup>2</sup>
9.	2,6 m	————→	(qc) = 20 kg/cm <sup>2</sup>
10.	2,8 m	————→	(qc) = 19 kg/cm <sup>2</sup>
11.	3,0 m	————→	(qc) = 20 kg/cm <sup>2</sup>
12.	3,2 m	————→	(qc) = 35 kg/cm <sup>2</sup>
13.	3,4 m	————→	(qc) = 30 kg/cm <sup>2</sup>
14.	3,6 m	————→	(qc) = 30 kg/cm <sup>2</sup>
15.	3,8 m	————→	(qc) = 25 kg/cm <sup>2</sup>
16.	4,0 m	————→	(qc) = 23 kg/cm <sup>2</sup>
17.	4,2 m	————→	(qc) = 25 kg/cm <sup>2</sup>
18.	4,4 m	————→	(qc) = 19 kg/cm <sup>2</sup>
19.	4,6 m	————→	(qc) = 15 kg/cm <sup>2</sup>
20.	4,8 m	————→	(qc) = 13 kg/cm <sup>2</sup>
21.	5,0 m	————→	(qc) = 15 kg/cm <sup>2</sup>
			<hr/>
			$\Sigma qc = 476 \text{ kg/cm}^2$

$$qc1 = \frac{\Sigma qc}{21} = \frac{476}{21} = 22,7 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai qc di sekitar dasar tiang

$$5 + (4D) = 5 + 2 = 7 \text{ m}$$

1. 5,0 m —————→ (qc) = 15 kg/cm<sup>2</sup>
2. 5,2 m —————→ (qc) = 16 kg/cm<sup>2</sup>

3.	5,4 m	————→	(qc) = 19 kg/cm <sup>2</sup>
4.	5,6 m	————→	(qc) = 16 kg/cm <sup>2</sup>
5.	5,8 m	————→	(qc) = 14 kg/cm <sup>2</sup>
6.	6,0 m	————→	(qc) = 11 kg/cm <sup>2</sup>
7.	6,2 m	————→	(qc) = 10 kg/cm <sup>2</sup>
8.	6,4 m	————→	(qc) = 70 kg/cm <sup>2</sup>
9.	6,6 m	————→	(qc) = 120 kg/cm <sup>2</sup>
10.	6,,8 m	————→	(qc) = 145 kg/cm <sup>2</sup>
11.	7,0 m	————→	(qc) = 195 kg/cm <sup>2</sup>
			<hr/>
			Σqc = 631 kg/cm <sup>2</sup>

$$qc2 = \frac{\Sigma qc}{11} = \frac{631}{11} = 57,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$qp = \frac{qc1 + qc2}{2} = \frac{22,7 + 57,4}{2} = 40,05 \text{ kg/cm}^2$$

## 4.2 Daya Dukung Pondasi Strauss

### 4.2.1 Perencanaan Pondasi Strauss Tipe 1 (Beban Berat)

1. Luas Tiang (A)

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 50^2 \\
 &= 1962,5 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

2. Keliling Tiang (K)

$$\begin{aligned}
 K &= \pi \times D \\
 &= 3,14 \times 50 \\
 &= 157 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

3. Perencanaan dimensi poer

$$B = 4,8$$

$$L = 4,8$$

$$T = 0,5$$



#### Perhitungan beban

$$\begin{aligned}\text{➤ Poer} &= [(4,8 \times 4,8 \times 0,5) + (0,7 \times 0,7 \times 1,0)] \times 2400 \times 1,2 \\ &= 34588,8 \text{ kg} = 345,88 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{➤ Tanah urug} &= [(4,8 \times 4,8 \times 1,0) - (0,7 \times 0,7 \times 1,0)] \times 1700 \times 1,2 \\ &= 46002 \text{ kg} = 460,02 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$P (\text{joint } 10) = 3080 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\ &= 3080 + 345,88 + 460,02 \\ &= 3885,9 \text{ kN}\end{aligned}$$

#### 4.2.1.1 Perhitungan Daya Dukung

##### 1. Tiang Tunggal

- Daya dukung ujung tiang

$$\begin{aligned}Q_p &= q_p \times A \\ &= 40,05 \times 1962,5 \\ &= 78598,125 \text{ kg} \\ &= 785,98125 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Daya dukung selimut tiang

$$Q_s = A_s \times 0,5 \times f_s$$

Untuk nilai gesekan pada selimut tiang ( $f_s$ ) berdasarkan nilai rata-rata Jumlah Hambatan Lekat (JHL) sepanjang tiang.

1. 1,0 m	→ JHL	= 46,053 kg/cm <sup>2</sup>
2. 1,2 m	→ JHL	= 53,728 kg/cm <sup>2</sup>
3. 1,4 m	→ JHL	= 66,520 kg/cm <sup>2</sup>
4. 1,6 m	→ JHL	= 80,592 kg/cm <sup>2</sup>
5. 1,8 m	→ JHL	= 93,384 kg/cm <sup>2</sup>
6. 2,0 m	→ JHL	= 99,781 kg/cm <sup>2</sup>
7. 2,2 m	→ JHL	= 138,158 kg/cm <sup>2</sup>
8. 2,4 m	→ JHL	= 144,554 kg/cm <sup>2</sup>

9.2,6 m	→ JHL	= 170,139 kg/cm <sup>2</sup>
10.2,8 m	→ JHL	= 177,814 kg/cm <sup>2</sup>
11.3,0 m	→ JHL	= 190,607 kg/cm <sup>2</sup>
12.3,2 m	→ JHL	= 197,003 kg/cm <sup>2</sup>
13.3,4 m	→ JHL	= 209,795 kg/cm <sup>2</sup>
14.3,6 m	→ JHL	= 228,984 kg/cm <sup>2</sup>
15.3,8 m	→ JHL	= 240,497 kg/cm <sup>2</sup>
16.4,0 m	→ JHL	= 252,010 kg/cm <sup>2</sup>
17.4,2 m	→ JHL	= 258,406 kg/cm <sup>2</sup>
18.4,4 m	→ JHL	= 266,082 kg/cm <sup>2</sup>
19.4,6 m	→ JHL	= 304,459 kg/cm <sup>2</sup>
20.4,8 m	→ JHL	= 307,017 kg/cm <sup>2</sup>
21.5,0 m	→ JHL	= 312,134 kg/cm <sup>2</sup>

Perhitungan fs dengan masing-masing kedalaman :

$$\begin{aligned}
1. \quad fs1 &= \frac{JHL(1,2)-JHL(1)}{L(1,2)-L(1)} = \frac{53,728-46,053}{120-100} = 0,38 \text{ kg/cm}^2 \\
2. \quad fs2 &= \frac{JHL(1,4)-JHL(1,2)}{L(1,4)-L(1,2)} = \frac{66,520-53,728}{140-120} = 0,64 \text{ kg/cm}^2 \\
3. \quad fs3 &= \frac{JHL(1,6)-JHL(1,4)}{L(1,6)-L(1,4)} = \frac{80,592-66,520}{160-140} = 0,70 \text{ kg/cm}^2 \\
4. \quad fs4 &= \frac{JHL(1,8)-JHL(1,6)}{L(1,8)-L(1,6)} = \frac{93,384-80,592}{180-160} = 0,64 \text{ kg/cm}^2 \\
5. \quad fs5 &= \frac{JHL(2,0)-JHL(1,8)}{L(2,0)-L(1,8)} = \frac{99,781-93,384}{200-180} = 0,32 \text{ kg/cm}^2 \\
6. \quad fs6 &= \frac{JHL(2,2)-JHL(2,0)}{L(2,2)-L(2,0)} = \frac{138,158-99,781}{220-200} = 1,92 \text{ kg/cm}^2 \\
7. \quad fs7 &= \frac{JHL(2,4)-JHL(2,2)}{L(2,4)-L(2,2)} = \frac{144,554-138,158}{240-220} = 0,32 \text{ kg/cm}^2 \\
8. \quad fs8 &= \frac{JHL(2,6)-JHL(2,4)}{L(2,6)-L(2,4)} = \frac{170,139-144,554}{260-240} = 1,27 \text{ kg/cm}^2 \\
9. \quad fs9 &= \frac{JHL(2,8)-JHL(2,6)}{L(2,8)-L(2,6)} = \frac{177,814-170,139}{280-260} = 0,38 \text{ kg/cm}^2 \\
10. fs10 &= \frac{JHL(3,0)-JHL(2,8)}{L(3,0)-L(2,8)} = \frac{190,607-177,814}{300-280} = 0,64 \text{ kg/cm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
11. f_{s11} &= \frac{JHL(3,2)-JHL(3,0)}{L(3,2)-L(3,0)} = \frac{197,003-190,607}{320-300} = 0,32 \text{ kg/cm}^2 \\
12. f_{s12} &= \frac{JHL(3,4)-JHL(3,2)}{L(3,4)-L(3,2)} = \frac{209,795-197,003}{340-320} = 0,64 \text{ kg/cm}^2 \\
13. f_{s13} &= \frac{JHL(3,6)-JHL(3,4)}{L(3,6)-L(3,4)} = \frac{228,984-209,795}{360-340} = 0,96 \text{ kg/cm}^2 \\
14. f_{s14} &= \frac{JHL(3,8)-JHL(3,6)}{L(3,8)-L(3,6)} = \frac{240,497-228,984}{380-360} = 0,57 \text{ kg/cm}^2 \\
15. f_{s15} &= \frac{JHL(4,0)-JHL(3,8)}{L(4,0)-L(3,8)} = \frac{252,010-240,497}{400-380} = 0,57 \text{ kg/cm}^2 \\
16. f_{s16} &= \frac{JHL(4,2)-JHL(4,0)}{L(4,2)-L(4,0)} = \frac{258,406-252,010}{420-400} = 0,32 \text{ kg/cm}^2 \\
17. f_{s17} &= \frac{JHL(4,4)-JHL(4,2)}{L(4,4)-L(4,2)} = \frac{266,082-258,406}{440-420} = 0,38 \text{ kg/cm}^2 \\
18. f_{s18} &= \frac{JHL(4,6)-JHL(4,4)}{L(4,6)-L(4,4)} = \frac{304,459-266,082}{460-440} = 1,92 \text{ kg/cm}^2 \\
19. f_{s19} &= \frac{JHL(4,8)-JHL(4,6)}{L(4,8)-L(4,6)} = \frac{307,017-304,459}{480-460} = 0,13 \text{ kg/cm}^2 \\
20. f_{s20} &= \frac{JHL(5,0)-JHL(4,8)}{L(5,0)-L(4,8)} = \frac{312,134-307,017}{500-480} = 0,25 \text{ kg/cm}^2
\end{aligned}$$

$$f_s = \frac{f_{s1} + f_{s2} + f_{s3} + f_{s4} + f_{s5} + f_{s6} + f_{s7} + f_{s8} + f_{s9} + f_{s10} + f_{s11} + f_{s12} + f_{s13} + f_{s14} + f_{s15} + f_{s16} + f_{s17} + f_{s18} + f_{s19} + f_{s20}}{20}$$

$$f_s = \frac{0,38 + 0,64 + 0,70 + 0,64 + 0,32 + 1,92 + 0,32 + 1,27 + 0,38 + 0,64 + 0,32 + 0,64 + 0,96 + 0,57 + 0,57 + 0,32 + 0,38 + 1,92 + 0,13 + 0,25}{20}$$

$$= 13,27/20 = 0,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \pi \times D \times L$$

$$= 3,14 \times 50 \times 400$$

$$= 62800 \text{ cm}^2$$

$$Q_s = A_s \times 0,5 \times f_s$$

$$= 62800 \times 0,5 \times 0,7$$

$$= 21980 \text{ kg}$$

$$= 219,8 \text{ kN}$$

- Daya dukung ultimit tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,5^2 \times 4,0 \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 1884 \text{ kg}$$

$$= 18,84 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$= 785,98125 + 219,8 - 18,84$$

$$= 986,94125 \text{ kN}$$

- Daya dukung ujung izin tiang

$$Q_{\text{izin}} = Q_u / 2,5$$

$$= 986,94125 / 2,5$$

$$= 394,7765 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan bahan :

$$\sigma = 0,2 \cdot f'_c$$

$$= 0,2 \cdot 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = \sigma \cdot A_{\text{tiang}}$$

$$= 60 \cdot 1962,5$$

$$= 117750 \text{ kg}$$

$$= 1177,5 \text{ kN}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 986,94125 kN.

## 2. Tiang Kelompok

- Jumlah tiang dalam 1 poer

$$n = \frac{P}{Q_{izin1tiang}} = \frac{3885,9}{394,7765} = 9,84 = \text{dipakai 10 buah tiang strauss}$$

Dicoba 10 buah tiang dengan susunan :

$$m \text{ (jumlah baris tiang)} = 5$$

$$n \text{ (jumlah tiang dalam baris)} = 2$$

1. Syarat jarak antara tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{m+n-2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,5 \cdot 5 \cdot 2 - 2 \cdot 0,5}{5+2-2}$$

$$= 1,37 \text{ m}$$

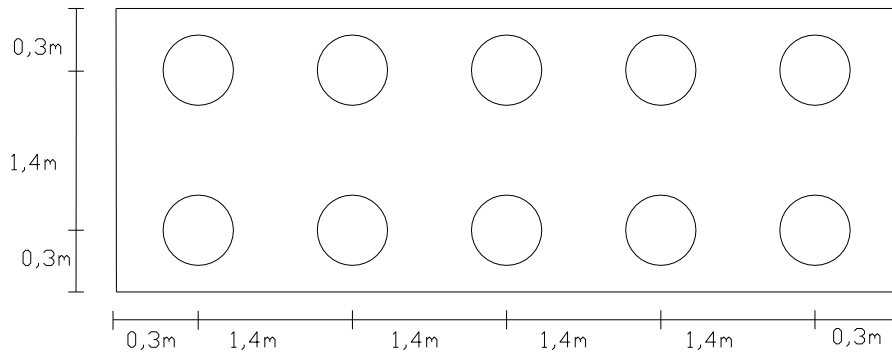
Kontrol S

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 (0,5) \leq S \leq 3 (0,5)$$

$$1,25 \leq S \leq 1,5$$

Jadi dipakai jarak antara tiang 1,4 m



**Gambar 4.1 Perencanaan tiang dalam 1 poer pada pondasi strauss susunan**

**5 x 2**

2. Efisiensi kelompok tiang

a. Formula sederhana

$$Eg = \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot s + 4D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$Eg = \frac{2 \cdot (5 + 2 - 2) \cdot 1,4 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 5 \cdot 2}$$

$Eg = 1,019$  (Tidak memenuhi,  $Eg > 1 \rightarrow$  Tiang tunggal)

b. Formula *converse – Labbare* sebagai berikut :

$$\theta = \arctan D/s = \arctan 0,5/1,4 = 19,65^\circ$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(2 - 1) \cdot 5 + (5 - 1) \cdot 2}{90 \cdot 5 \cdot 2} \right] \cdot 19,65^\circ$$

$Eg = 0,72 \square 1$  (memenuhi syarat faktor efisiensi)

c. Formula Los Angles

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi x s x m x n} [m \cdot (n - 1) + n \cdot (m - 1) + (m - 1)(n - 1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 1 - \frac{0,5}{3,14 \times 1,4 \times 5 \times 2} [5 \cdot (2 - 1) + 2 \cdot (5 - 1) + (5 - 1)(2 - 1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 0,78 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

d. Formula Seiler-Keeney

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s(m + n - 2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0,3}{m + n}$$

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot 1,4(5 + 2 - 2)}{(75 \cdot 1,4^2 - 7) \cdot (5 + 2 - 1)} \right] + \frac{0,3}{5 + 2}$$

$$Eg = 0,74 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

Dari keempat nilai efisiensi ini, diambil harga Eg yang terkecil yaitu : 0,72

$$\text{Jadi : } Q_t = E_g \cdot n \cdot Q_{izin}$$

$$= 0,72 \cdot 10 \cdot 394,7765$$

$$= 2842,3908 \text{ kN} < 3885,9 \text{ kN (Tidak Aman)}$$

Karena dengan 10 buah tiang tidak aman maka dicoba menggunakan 12 buah tiang dengan susunan :

$$m \text{ (jumlah baris tiang)} = 4$$

$$n \text{ (jumlah tiang dalam baris)} = 3$$

1. Syarat jarak antara tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{m + n - 2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 3 - 2 \cdot 0,5}{4 + 3 - 2}$$

$$= 1,68 \text{ m}$$

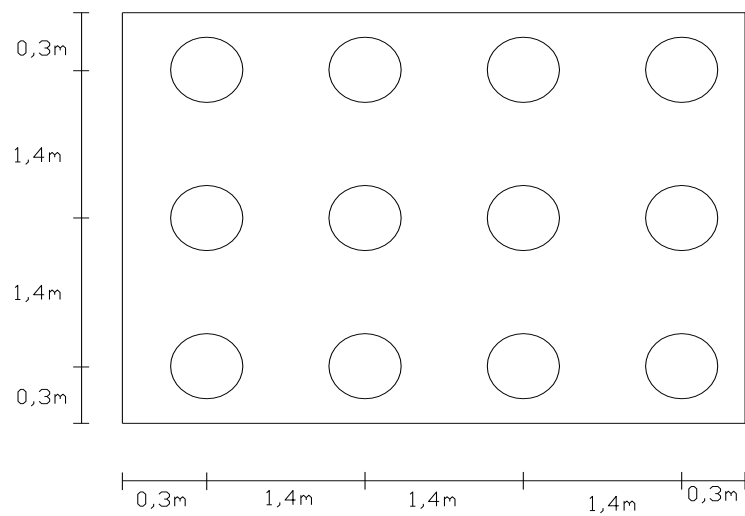
Kontrol S

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 (0,5) \leq S \leq 3 (0,5)$$

$$1,25 \leq S \leq 1,5$$

Jadi dipakai jarak antara tiang 1,4 m



**Gambar 4.2 Perencanaan tiang dalam 1 poer pada pondasi strauss susunan**

**4 x 3**

2. Efisiensi kelompok tiang

a. Formula sederhana

$$Eg = \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot s + 4D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$Eg = \frac{2 \cdot (4 + 3 - 2) \cdot 1,4 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 4 \cdot 3}$$

$$Eg = 0,85 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi )}$$



b. Formula *converse – Labbare* sebagai berikut :

$$\theta = \arctan D/s = \arctan 0,5/1,4 = 19,65^\circ$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] . \theta$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(3-1).4 + (4-1).3}{90.4.3} \right] . 19,65^\circ$$

$$Eg = 0,69 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

c. Formula Los Angles

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi s x m x n} [m.(n-1) + n.(m-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 1 - \frac{0,5}{3,14 \times 1,4 \times 4 \times 3} [4.(3-1) + 3.(4-1) + (4-1)(3-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 0,75 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

d. Formula Seiler-Keeney

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36.s(m+n-2)}{(75.s^2-7).(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36.1,4(4+3-2)}{(75.1,4^2-7).(4+3-1)} \right] + \frac{0,3}{4+3}$$

$$Eg = 0,74 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

Dari keempat nilai efisiensi ini, diambil harga Eg yang terkecil yaitu : 0,69

$$\begin{aligned} \text{Jadi : } Q_t &= E_g.n.Q_{\text{izin}} \\ &= 0,69.12.394,7765 \\ &= 3268,7 \text{ kN} < 3885,9 \text{ kN} \text{ (Tidak aman)} \end{aligned}$$

Keterangan : Dengan menggunakan 12 tiang tetap tidak aman, maka digunakan 16 buah tiang

Susunannya adalah :

m ( jumlah baris tiang) = 4

n (jumlah tiang dalam baris) = 4

1. Syarat jarak antara tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{m+n-2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 4 - 2 \cdot 0,5}{4+4-2} = 1,92 \text{ m}$$

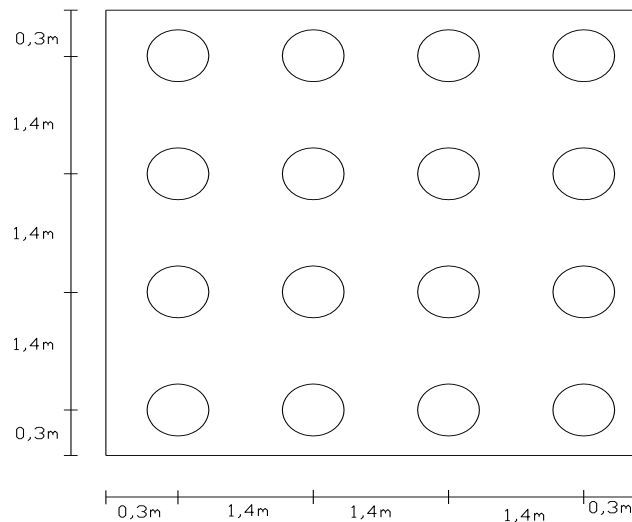
Kontrol S

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 (0,5) \leq S \leq 3 (0,5)$$

$$1,25 \leq S \leq 1,5$$

Jadi dipakai jarak antara tiang 1,4 m



**Gambar 4.3 Perencanaan tiang dalam 1 poer pada pondasi strauss susunan**

**4 x 4**

2. Efisiensi kelompok tiang

a. Formula sederhana

$$Eg = \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot s + 4D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$Eg = \frac{2 \cdot (4 + 4 - 2) \cdot 1,4 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 4 \cdot 4}$$

$$Eg = 0,74 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

b. Formula *converse – Labbare* sebagai berikut :

$$\theta = \arctan D/s = \arctan 0,5/1,4 = 19,65^\circ$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(4-1) \cdot 4 + (4-1) \cdot 4}{90 \cdot 4 \cdot 4} \right] \cdot 19,65^\circ$$

$$Eg = 0,67 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

c. Formula Los Angles

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi x s x m x n} [m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 1 - \frac{0,5}{3,14 \times 1,4 \times 4 \times 4} [4 \cdot (4-1) + 4 \cdot (4-1) + (4-1)(4-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 0,73 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

d. Formula Seiler-Keeney

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s(m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot 1,4(4+4-2)}{(75 \cdot 1,4^2 - 7) \cdot (4+4-1)} \right] + \frac{0,3}{4+4}$$

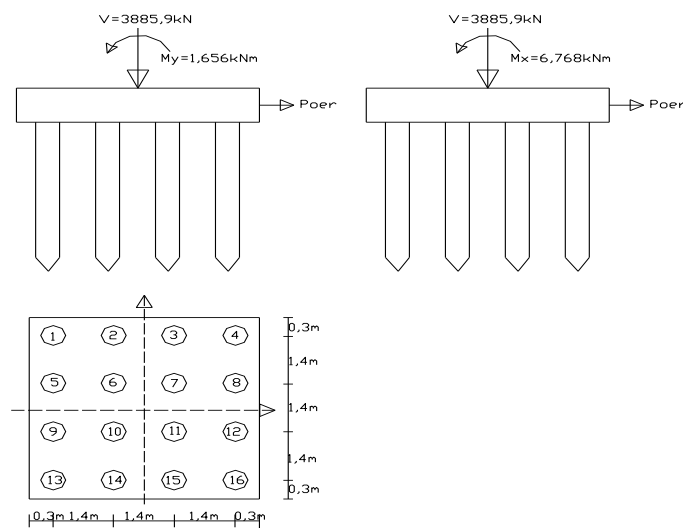
$$Eg = 0,72 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

Dari keempat nilai efisiensi ini, diambil harga  $E_g$  yang terkecil yaitu :  
0,67

$$\begin{aligned}\text{Jadi : } Q_t &= E_g \cdot n \cdot Q_{izin} \\ &= 0,67 \cdot 16 \cdot 394,7765 \\ &= 4232 \text{ kN} > 3885,9 \text{ kN (Aman)}\end{aligned}$$

#### 4.2.1.2 Perhitungan beban yang diterima oleh pondasi tiang strauss

$$P_{max} = \frac{P_{total}}{n} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{\sum y^2}$$



**Gambar 4.4 Pondasi strauss yang menerima beban V dan M**

Diketahui :

$$\text{Beban V (P tot)} = 3885,9 \text{ kN}$$

$$M_x = -1,656 \text{ kNm}$$

$$M_y = -6,768 \text{ kNm}$$

$$n_x = 4$$

$$n_y = 4$$

Mencari beban tiang maksimum

$$\begin{aligned}\sum x^2 &= \text{Jumlah kuadrat absis tiang (m}^2\text{)} \\ &= 4 \times [(-2,1)^2 + (-0,7)^2 + (0,7)^2 + (2,1)^2] = 39 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum y^2 &= \text{Jumlah kuadrat ordinat tiang (m}^2\text{)} \\ &= 4 \times [(-2,1)^2 + (-0,7)^2 + (0,7)^2 + (2,1)^2] = 39 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_y \times X_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_{\max}}{\sum y^2}$$

Sehingga :

$$(x_1 = -2,1 \quad y_1 = 2,1)$$

$$\begin{aligned}P_1 &= \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768) \times (-2,1)}{39} \pm \frac{(-1,656) \times 2,1}{39} \\ &= 242,868 + 0,36 - 0,089 \\ &= 243,139 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$(x_2 = -0,7 \quad y_2 = 2,1)$$

$$\begin{aligned}P_2 &= \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768) \times (-0,7)}{39} \pm \frac{(-1,656) \times 2,1}{39} \\ &= 242,868 + 0,12 - 0,089 \\ &= 242,899 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$(x_3 = 0,7 \quad y_3 = 2,1)$$

$$\begin{aligned}P_3 &= \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768) \times 0,7}{39} \pm \frac{(-1,656) \times 2,1}{39} \\ &= 242,868 - 0,12 - 0,089 \\ &= 242,659 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$(x_4 = 2,1 \quad y_4 = 2,1)$$

$$\begin{aligned} P_4 &= \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x_{2,1}}{39} \pm \frac{(-1,656)x_{2,1}}{39} \\ &= 242,868 - 0,36 - 0,089 \\ &= 242,419 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$(x_5 = -2,1 \quad y_5 = 0,7)$$

$$\begin{aligned} P_5 &= \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x(-2,1)}{39} \pm \frac{(-1,656)x_{0,7}}{39} \\ &= 242,868 + 0,36 - 0,029 \\ &= 243,199 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$(x_6 = -0,7 \quad y_6 = 0,7)$$

$$\begin{aligned} P_6 &= \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x(-0,7)}{39} \pm \frac{(-1,656)x_{0,7}}{39} \\ &= 242,868 + 1,2 - 0,029 \\ &= 244,039 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$(x_7 = 0,7 \quad y_7 = 0,7)$$

$$\begin{aligned} P_7 &= \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x_{0,7}}{39} \pm \frac{(-1,656)x_{0,7}}{39} \\ &= 242,868 - 0,12 - 0,029 \\ &= 242,719 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$(x_8 = 2,1 \quad y_8 = 0,7)$$

$$\begin{aligned} P_8 &= \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x_{2,1}}{39} \pm \frac{(-1,656)x_{0,7}}{39} \\ &= 242,868 - 0,36 - 0,029 \end{aligned}$$

$$= 242,479 \text{ kN}$$

$$(x_9 = -2,1 \quad y_9 = -0,7)$$

$$P_9 = \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x(-2,1)}{39} \pm \frac{(-1,656)x(-0,7)}{39}$$

$$= 242,868 + 0,36 + 0,029$$

$$= 243,257 \text{ kN}$$

$$(x_{10} = -0,7 \quad y_{10} = -0,7)$$

$$P_{10} = \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x(-0,7)}{39} \pm \frac{(-1,656)x(-0,7)}{39}$$

$$= 242,868 + 0,12 + 0,029 = 243,017 \text{ kN}$$

$$(x_{11} = 0,7 \quad y_{11} = -0,7)$$

$$P_{11} = \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x0,7}{39} \pm \frac{(-1,656)x(-0,7)}{39}$$

$$= 242,868 - 0,12 + 0,029$$

$$= 242,777 \text{ kN}$$

$$(x_{12} = 2,1 \quad y_{12} = -0,7)$$

$$P_{12} = \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x2,1}{39} \pm \frac{(-1,656)x(-0,7)}{39}$$

$$= 242,868 - 0,36 + 0,29$$

$$= 242,798 \text{ kN}$$

$$(x_{13} = -2,1 \quad y_{13} = 2,1)$$

$$P_{13} = \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x(-2,1)}{39} \pm \frac{(-1,656)x2,1}{39}$$

$$= 242,868 + 0,36 - 0,089$$

$$= 243,139 \text{ kN}$$

$$(x_{14} = -0,7 \quad y_{14} = -2,1)$$

$$P_{14} = \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x(-0,7)}{39} \pm \frac{(-1,656)x(-2,1)}{39}$$

$$= 242,868 + 0,12 + 0,089$$

$$= 243,077 \text{ kN}$$

$$(x_{15} = 0,7 \quad y_{15} = -2,1)$$

$$P_{15} = \frac{3885,9}{16} \pm \frac{(-6,768)x0,7}{39} \pm \frac{(-1,656)x(-2,1)}{39}$$

$$= 242,868 - 0,12 + 0,089$$

$$= 242,837 \text{ kN}$$

$$(x_{16} = 2,1 \quad y_{16} = -2,1)$$

$$P_{16} = \frac{3819,553}{16} \pm \frac{(-6,768)x2,1}{39} \pm \frac{(-1,656)x(-2,1)}{39}$$

$$= 242,868 - 0,36 + 0,089$$

$$= 242,597 \text{ kN}$$

Jadi  $P_{\max} = 244,039 \text{ kN} < Q_{\text{tiang}} = 394,7765 \text{ kN}$  (Aman)

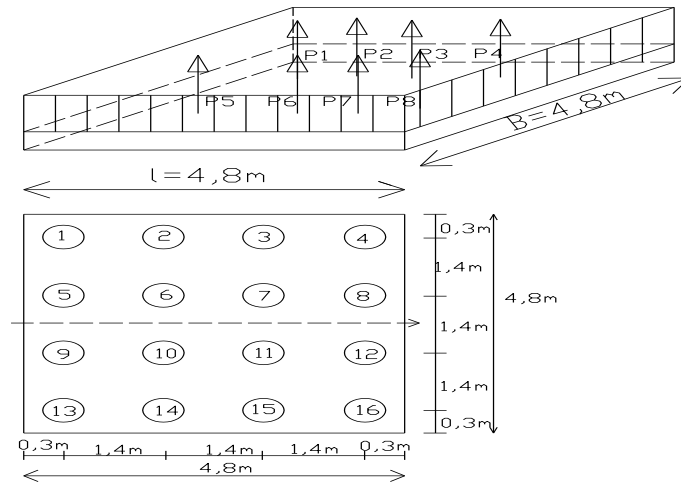
#### 4.2.1.3 Penulangan Poer Pondasi Strauss

Direncanakan :

- $P_{\max} = 244,039 \text{ kN}$
- Ukuran poer =  $4,8 \text{ m} \times 4,8 \text{ m}$
- Tebal Poer =  $50 \text{ cm} = 500 \text{ mm}$
- Tebal selimut =  $75 \text{ mm}$
- Kuat tekan beton ( $f_c'$ ) =  $300 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ Mpa}$
- Kuat leleh baja =  $4000 \text{ kg/cm}^2 = 400 \text{ Mpa}$



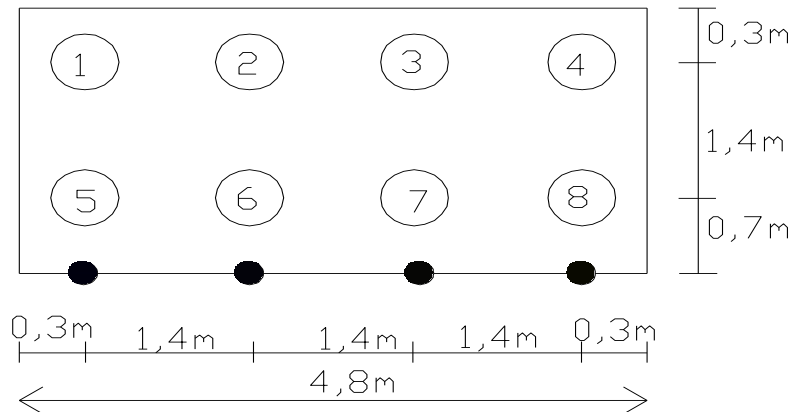
### Penulangan poer arah x



### Perhitungan Momen arah x

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari Tabel P2.3 (PELAT :STIGLAT/WIPPEL:209) didapat nilai  $M_{ye}$  (dengan cara interpolasi )

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari strauss :



$$P(y/L)1 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$M_{ye1} = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} \times (0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)2 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$M_{ye2} = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} \times (0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)3 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye3 = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} x(0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)4 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye4 = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} x(0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)5 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye5 = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$P(y/L)6 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye6 = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$P(y/L)7 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye7 = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$P(y/L)8 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye8 = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$\begin{aligned} Mxe1 &= (P1 \times 0,139) + (P2 \times 0,139) + (P3 \times 0,139) + (P4 \times 0,139) \\ &= (243,139 \times 0,139) + (242,899 \times 0,139) + (242,659 \times 0,139) + (242,419 \\ &\quad \times 0,139) \\ &= 134,985 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mxe2 &= (P2 \times 0,139) + (P3 \times 0,139) + (P4 \times 0,139) + (P5 \times 0,282) \\ &= (242,899 \times 0,139) + (242,659 \times 0,139) + (242,419 \times 0,139) + (243,199 \\ &\quad \times 0,282) \\ &= 169,770 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe3} &= (P_3 \times 0,139) + (P_4 \times 0,139) + (P_5 \times 0,282) + (P_6 \times 0,282) \\
 &= (242,659 \times 0,139) + (242,419 \times 0,139) + (243,199 \times 0,282) + (244,039 \times 0,282) \\
 &= 204,826 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe4} &= (P_4 \times 0,139) + (P_5 \times 0,282) + (P_6 \times 0,282) + (P_7 \times 0,282) \\
 &= (242,419 \times 0,139) + (243,199 \times 0,282) + (244,039 \times 0,282) + (242,719 \times 0,282) \\
 &= 239,544 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe5} &= (P_5 \times 0,282) + (P_6 \times 0,282) + (P_7 \times 0,282) + (P_8 \times 0,282) \\
 &= (243,199 \times 0,282) + (244,039 \times 0,282) + (242,719 \times 0,282) + (242,479 \times 0,282) \\
 &= 274,226 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe6} &= (P_6 \times 0,282) + (P_7 \times 0,282) + (P_8 \times 0,282) + (P_5 \times 0,282) \\
 &= (244,039 \times 0,282) + (242,719 \times 0,282) + (242,479 \times 0,282) + (243,199 \times 0,282) \\
 &= 274,226 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe7} &= (P_7 \times 0,282) + (P_8 \times 0,282) + (P_5 \times 0,282) + (P_6 \times 0,282) \\
 &= (242,719 \times 0,282) + (242,479 \times 0,282) + (243,199 \times 0,282) + (244,039 \times 0,282) \\
 &= 274,226 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe8} &= (P_8 \times 0,282) + (P_7 \times 0,282) + (P_6 \times 0,282) + (P_5 \times 0,282) \\
 &= (242,479 \times 0,282) + (242,719 \times 0,282) + (244,039 \times 0,282) + (243,199 \times 0,282) \\
 &= 274,226 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - M_n &= \frac{MU}{\phi} \\
 &= \frac{274,226}{0,8} = 342,7 \text{ kNm} = 342,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$- dx = 500 - 75 - 1/2 \times 22 = 414 \text{ mm}$$

$$- b = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad R_n &= \frac{Mn}{bxd^2} \\
 &= \frac{342,7 \cdot 10^6}{1000 \times 414^2} = 1,99 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68
 \end{aligned}$$

$$- \quad \rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho_b &= \frac{0,85 \times fc' \times \beta}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,032
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,032 = 0,024
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,68} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 1,99}{400}} \right) \\
 &= 0,005
 \end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$  ,dipakai  $\rho=0,005$

$$\begin{aligned}
 - \quad \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,005 \times 1000 \times 414
 \end{aligned}$$

$$= 2070 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dicoba tulangan pokok D22} = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} - \text{ Jumlah tulangan (n)} &= \frac{As \text{ perlu}}{1/4\pi d^2} \\ &= \frac{2070}{1/4\pi 22^2} = 5,44 \sim 6 \text{ buah tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Jarak tulangan (s)} &= \frac{b}{\sum \text{tulangan}} \\ &= \frac{1000}{6} = 166 \text{ mm} \sim 160 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak max yang diijinkan adalah nilai  $s \leq 5.t$  atau  $s \leq 450\text{mm}$  dipilih yang kecil, jadi  $s = 160 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D22 -160 mm

$$\begin{aligned} - \text{ As ada} &= \frac{1000}{160} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\ &= 2374,625 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu } 2070 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok} \end{aligned}$$

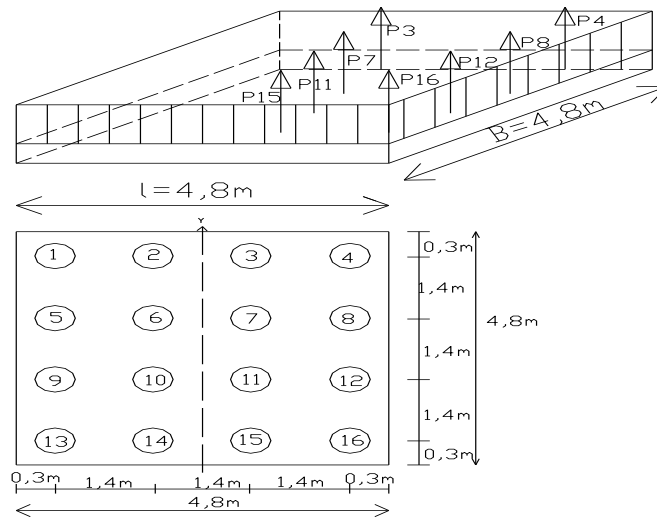
Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D22 -160

- Tulangan tekan =  $As \text{ tekan} = 50 \% \times As \text{ perlu}$   
 $= 0,5 \times 2070$   
 $= 1035 \text{ mm}^2$
- Jumlah tulangan (n) =  $\frac{1035}{1/4\pi 22^2} = 2,72 \sim 3 \text{ tulangan}$
- Jarak tulangan (s) =  $\frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \sim 330 \text{ mm}$
- Jarak max yang diijinkan adalah nilai  $s \leq 5.t$  atau  $s \leq 450\text{mm}$  dipilih yang kecil, jadi  $s = 330 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 - \text{As ada} &= \frac{1000}{330} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\
 &= 1151,333 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 1035 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D22 - 330 mm

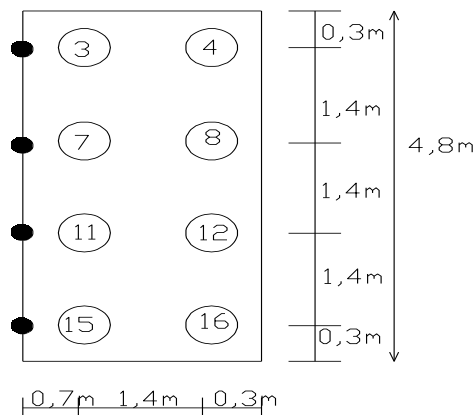
### Penulangan poer arah y



### Perhitungan Momen arah y

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari Tabel P2.3 (PELAT :STIGLAT/WIPPEL:209) didapat nilai  $M_{ye}$  (dengan cara interpolasi )

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari strauss :



$$P(y/L)3 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye3 = 0,30 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,30) \right] = 0,30$$

$$P(y/L)4 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye4 = 0,09 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,06$$

$$P(y/L)7 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye7 = 0,30 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,30) \right] = 0,30$$

$$P(y/L)8 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye8 = 0,09 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,06$$

$$P(y/L)11 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye11 = 0,30 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,30) \right] = 0,30$$

$$P(y/L)12 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye12 = 0,09 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,06$$

$$P(y/L)15 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye15 = 0,30 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,30) \right] = 0,30$$

$$P(y/L)16 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye16 = 0,09 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,06$$

$$\begin{aligned} Mxe3 &= (P3 \times Mye3) + (P7 \times Mye7) + (P11 \times Mye11) + (P15 \times Mye15) \\ &= (242,659 \times 0,30) + (242,719 \times 0,30) + (242,777 \times 0,30) + (242,837 \times 0,30) \\ &= 291,297 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$Mxe7 = (P7 \times Mye7) + (P11 \times Mye11) + (P15 \times Mye15) + (P4 \times Mye4)$$

$$= (242,719 \times 0,30) + (242,777 \times 0,30) + (242,837 \times 0,30) + (242,419 \times 0,06)$$

$$= 233,045 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} M_{x11} &= (P_{11} \times M_{ye11}) + (P_{15} \times M_{ye15}) + (P_4 \times M_{ye4}) + (P_8 \times M_{ye8}) \\ &= (242,777 \times 0,30) + (242,837 \times 0,30) + (242,419 \times 0,06) + (242,479 \times 0,06) \end{aligned}$$

$$= 174,778 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} M_{xe15} &= (P_{15} \times M_{ye15}) + (P_4 \times M_{ye4}) + (P_8 \times M_{ye8}) + (P_{12} \times M_{ye12}) \\ &= (242,837 \times 0,30) + (242,419 \times 0,06) + (242,479 \times 0,06) + (242,798 \times 0,06) \end{aligned}$$

$$= 116,512 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} M_{xe4} &= (P_4 \times M_{ye4}) + (P_8 \times M_{ye8}) + (P_{12} \times M_{ye12}) + (P_{16} \times M_{ye16}) \\ &= (242,419 \times 0,06) + (242,479 \times 0,06) + (242,479 \times 0,06) + (242,597 \times 0,06) \end{aligned}$$

$$= 58,198 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} M_{xe8} &= (P_8 \times M_{ye8}) + (P_{12} \times M_{ye12}) + (P_{16} \times M_{ye16}) + (P_4 \times M_{ye4}) \\ &= (242,479 \times 0,06) + (242,479 \times 0,06) + (242,597 \times 0,06) + (242,419 \times 0,06) \end{aligned}$$

$$= 58,198 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} M_{xe12} &= (P_{12} \times M_{ye12}) + (P_{16} \times M_{ye16}) + (P_4 \times M_{ye4}) + (P_8 \times M_{ye8}) \\ &= (242,479 \times 0,06) + (242,597 \times 0,06) + (242,419 \times 0,06) + (242,479 \times 0,06) \end{aligned}$$

$$= 58,198 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} M_{xe16} &= (P_{16} \times M_{ye16}) + (P_{12} \times M_{ye12}) + (P_4 \times M_{ye4}) + (P_8 \times M_{ye8}) \\ &= (242,597 \times 0,06) + (242,479 \times 0,06) + (242,419 \times 0,06) + (242,479 \times 0,06) \end{aligned}$$

$$= 58,198 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} - M_n &= \frac{MU}{\phi} \\ &= \frac{291,297}{0,8} = 364,1 \text{ kNm} = 364,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 - \quad dy &= 500 - 75 - 22 - 1/2 \times 22 = 392 \text{ mm} \\
 - \quad b &= 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad R_n &= \frac{M_n}{b x d^2} \\
 &= \frac{364,1 \cdot 10^6}{1000 \times 392^2} = 2,36 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad m &= \frac{f_y}{0,85 x f_c'} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68
 \end{aligned}$$

$$- \quad \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,032
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,032 = 0,024
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,68} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 2,36}{400}} \right) \\
 &= 0,0062
 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \text{ ,dipakai } \rho = 0,0062$$

$$- \text{As perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0062 \times 1000 \times 392 = 2430,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dicoba tulangan pokok D22} = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$- \text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4}\pi d^2}$$

$$= \frac{2430,4}{\frac{1}{4}\pi 22^2} = 6,39 \sim 7 \text{ tulangan}$$

$$- \text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b}{\sum \text{tulangan}}$$

$$= \frac{1000}{7} = 142,8 \text{ mm} \sim 140 \text{ mm}$$

- Jarak max yang diijinkan adalah nilai  $s \leq 5.t$  atau  $s \leq 450\text{mm}$  dipilih yang kecil, jadi

$$s = 140 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D22 -140

$$- \text{As ada} = \frac{1000}{140} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$$

$$= 2713,857 \text{ mm}^2 > \text{As perlu } 2430,4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots\text{Ok}$$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D22 -140

$$- \text{Tulangan tekan} = \text{As tekan} = 50 \% \times \text{As perlu}$$

$$= 0,5 \times 2430,4$$

$$= 1215,2 \text{ mm}^2$$

$$- \text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{1215,2}{\frac{1}{4}\pi \times 22^2} = 3,19 \sim 4 \text{ tulangan}$$

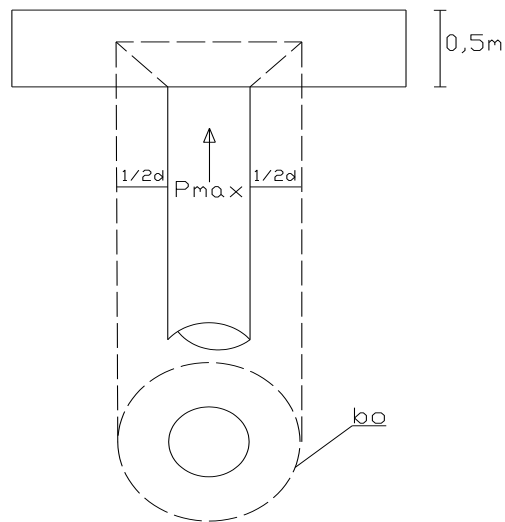
$$- \text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

- Jarak max yang diijinkan adalah nilai  $s \leq 5.t$  atau  $s \leq 450\text{mm}$   
dipilih yang kecil, jadi  $s = 250 \text{ mm}$
- As ada 
$$= \frac{1000}{250} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$$
$$= 1519,76 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 1215,2 \text{ mm}^2 \dots\dots\text{Ok}$$

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D22 -250

#### 4.2.1.4 Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)

- Geser pons akibat tiang strauss



**Gambar 4.5 Bidang geser pons akibat tiang strauss**

- Tinggi efektif ( $d$ )  
$$d = \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \times \text{diameter tulangan terluar}$$
$$= 500 - 75 - \frac{1}{2} \times 22 = 414 \text{ mm}$$
- Bidang kritis geser pons  
$$b_o = \pi \cdot (c + d)$$
$$= \pi \times (500 + 414)$$
$$= 2869,96 \text{ mm}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$VC = \left( \frac{\sqrt{f_{ct}}}{3} \right) \times b_o \times d$$

$$= \left( \frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 2869,96 \times 414 \times 10^{-3} = 2169,279 \text{ kN}$$

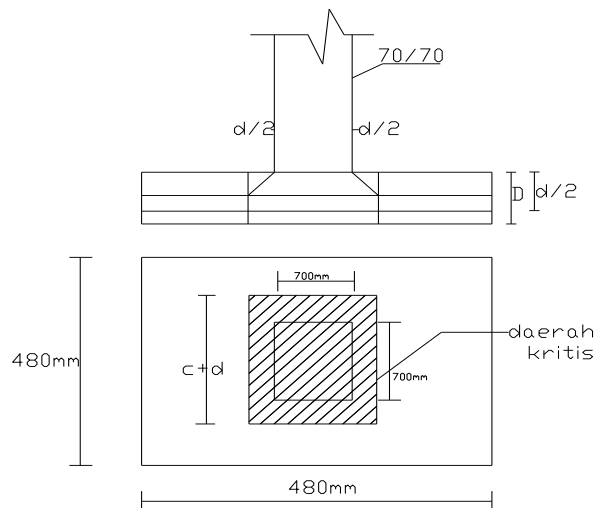
$$\phi VC = 0,6 \times VC$$

$$= 0,6 \times 2169,279 = 1301,567 \text{ kN}$$

$$\text{Maka } V = 244,039 < \phi VC = 1301,567 \text{ kN} \dots \text{Ok}$$

Karena  $V_u < \phi VC$ , maka tidak diperlukan tulangan geser pons terhadap tiang strauss.

- Geser pons akibat kolom



**Gambar 4.6 Bidang geser pons akibat kolom**

- Bidang kritis geser pons

$$b_o = 4.(c + d)$$

$$= 4 (700 + 414)$$

$$= 4456 \text{ mm}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$V_c = \left( \frac{\sqrt{f_{ct}}}{3} \right) \times b_o \times d$$

$$\begin{aligned}
&= \left( \frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 4456 \times 414 \times 10^{-3} \\
&= 3368,099 \text{ kN} \\
\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
&= 0,6 \times 3368,099 \\
&= 2020,859 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Maka  $V_u = 3080 \text{ kN}$  (dari staad-pro)  $> \phi V_c = 2020,859 \text{ kN}$

Karena  $V_u > \phi V_c$ , maka diperlukan tulangan geser

- Perhitungan penulangan geser pons terhadap kolom  
 $f'_c = 30 \text{ Mpa}$   
 $f_y = 240 \text{ Mpa}$  (tulangan polos)  
 $V_n = 0,6 \times 3080$   
 $= 1848 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
V_s &= V_c - V_n \\
&= 2020,859 - 1848 \\
&= 172,859 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Maka rencana diameter tulangan yaitu : 16 mm

$$\begin{aligned}
A_v &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
&= 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
&= 401,92 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_{\text{perlu}} &= \frac{A_v f_y x d}{V_s} \\
&= \frac{401,92 \times 240 \times 414 \times 10^{-3}}{172,859} = 231,025 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b_o \times d &= \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 4456 \times 414 \times 10^{-3} \\
&= 3368,099 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Jadi diperoleh :

$$V_s = 172,859 \text{ kN} < 3368,099 \text{ kN}$$

Maka jarak maksimum :

$$S \leq 1/2 \times d = 1/2 \times 414 = 207 \text{ mm}$$

$$V_s \text{ pakai} = \frac{A_v x f_y x d}{s}$$

$$= \frac{401,92 \times 240 \times 414 \times 10^{-3}}{207} = 192,9216 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ pakai} = 192,9216 + 2020,859 = 2213,7806 \text{ kN}$$

Syarat tulangan geser pada pons dan poer mampu menahan beban dari kolom :

$$V_n < V_s \text{ pakai} + V_c$$

$$1848 \text{ kN} < 2213,7806 \text{ kN} \dots (\text{Aman})$$

Jadi dipasang tulangan pons D16-230

#### 4.2.1.5 Penulangan Tiang Pondasi Strauss

Perhitungan pondasi strauss diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat .

##### 1. Data Perencanaan :

- P max = 244,039 kN
- D tulangan pokok = 25 mm
- D tiang = 50 cm = 500 mm
- Tebal selimut = 75 mm
- D sengkang =  $\emptyset$  10 mm

##### 2. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{sengkang} + 1/2 \times D \text{ tulangan pokok} \\ &= 75 + 10 + (1/2 \times 25) = 97,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_{\text{efektif}} &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\
 &= 500 - (2 \times 97,5) \\
 &= 305 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3. Luas penampang strauss ( $A_g$ )

$$\begin{aligned}
 A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2) \\
 &= (1/4 \times 3,14 \times 500^2) = 196250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

4. Luas tulangan penampang baja ( $A_{st}$ ) (Istimawan D:297)

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 1% dari luas tiang.

$$\begin{aligned}
 - A_{st} &= 1\% \times A_g \\
 &= 0,01 \times 196250 \\
 &= 1962,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times d_{\text{tul}}^2} \\
 &= \frac{1962,5}{1/4 \times 3,14 \times 25^2} \\
 &= 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_{s_{\text{ada}}} &= n \times 1/4 \times \pi \times d^2 \\
 &= 4 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\
 &= 1962,5 \text{ mm}^2 = A_{st} = 1962,5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_s &= A_{s'} = 0,5 \times A_{st} \\
 &= 0,5 \times 1962,5 \\
 &= 981,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi \times d}{n} \\
 &= \frac{3,14 \times 305}{4}
 \end{aligned}$$

$$=239,425 \text{ mm} = 230 \text{ mm}$$

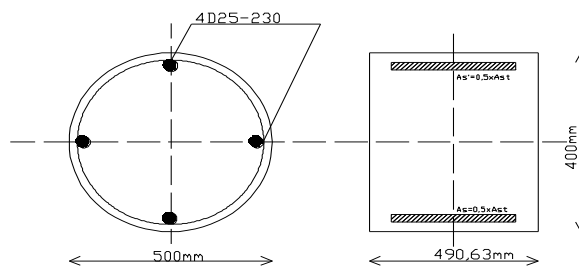
5. Pemeriksaan beban ultimate beton ( $P_{ub}$ ) dan moment ultimate beton ( $M_{ub}$ ).

- Tebal penampang segi empat ekivalen (Istimawan D:327)

$$\begin{aligned} t_{ek} &= 0,8 \times D_{tiang} \\ &= 0,8 \times 500 = 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned} l_{ek} &= \frac{1/4 \pi \times D_{tiang}^2}{t_{ek}} \\ &= \frac{1/4 \pi \times 500^2}{400} \\ &= 490,63 \text{ mm} \end{aligned}$$



**Gambar 4.7** Ekuivalen penampang bulat ke penampang segi empat pondasi strauss tipe kolom berat

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

❖ Jarak antara lapis tulangan

$$\begin{aligned} d-d' &= 2/3 \times d_{efektif} \\ &= 2/3 \times 305 \\ &= 203,333 \text{ mm} \end{aligned}$$

❖ Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned} d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\ &= 400 - 97,5 \\ &= 302,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

❖ Jarak serat tekan terluar ke garis netral ( $c_b$ )



$$c_{\text{balanced}} = \frac{600 \times d_b}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600 \times 302,5}{600 + 400} = 181,5 \text{ mm}$$

❖ Lebar daerah tekan ( $a_b$ )

$$a_b = \beta \times c_b$$

$$= 0,85 \times 181,5$$

$$= 154,275 \text{ mm}$$

- Tegangan tekan tulangan baja ( $f_s'$ )

$$f_s' = \frac{0,003 \times E_s \times (c_b - d')}{c_b}$$

$$= \frac{0,003 \times 200000 \times (181,5 - 97,5)}{181,5}$$

$$= 277,68 \text{ Mpa} < f_y 400 \text{ Mpa}$$

- Beban ultimate beton ( $P_{ub}$ )

$$P_{ub} = ((0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)) \times 10^{-3}$$

$$= ((0,85 \times 30 \times 154,275 \times 490,63) + (981,25 \times 277,68) - (981,25 \times 400)) \times 10^{-3}$$

$$= 1810,118 \text{ kN} > 986,94125 \text{ kN}$$

- Momen ultimate beton ( $M_{ub}$ )

$$M_{ub} = [(0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times [\frac{tek}{2} - (1/2 \times a_b)]) + (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times (d - d'))) + (A_s \times f_y \times (1/2 \times (d - d')))] \times 10^{-6}$$

$$= [(0,85 \times 30 \times 490,63 \times 154,275 \times [\frac{400}{2} - (1/2 \times 154,275)]) + (981,25 \times 277,68 \times (1/2 \times 203,333)) + (981,25 \times 400 \times (1/2 \times 203,333))] \times 10^{-6}$$

$$= 453,634 \text{ kNm}$$

- Eksentrisitas beton ( $e_b$ )

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}}$$

$$= \frac{453,634}{1810,118} = 0,250 \text{ m} = 250 \text{ mm}$$

- Eksentrisitas beban ( $e$ )

$$e = \frac{M_x}{P}$$

$$= \frac{-1,656}{244,039} = -0,00678 \text{ m} = -6,78 \text{ mm}$$

Karena eksentrisitas yang diberikan ( $e = -6,78 \text{ mm}$ ) lebih  $< e_b = 250 \text{ mm}$ , dengan demikian eksentrisitas dan kehancurannya ditentukan oleh gaya tekan.

#### 4.2.1.6 Memeriksa Kekuatan Penampang Kolom Bulat

- Rasio penulangan memanjang ( $\rho_s$ )

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$= \frac{1962,5}{196250}$$

$$= 0,01$$

Lebar kolom efektif ( $d_s$ )

$$D_s = D_{\text{tiang}} - (2 \times d')$$

$$= 500 - (2 \times 97,5)$$

$$= 305 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan ( $P_n$ )

$$P_n = \frac{A_{s'} \times f_y}{\frac{3xe}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g \times f_{c'}}{\frac{9,6xhxe}{(0,8h + 0,67D_s)^2} + 1,18}$$

$$= \frac{981,25 \times 400 \times 10^{-3}}{\frac{3 \times (-6,78)}{305} + 1,0} + \frac{196250 \times 30 \times 10^{-3}}{\frac{9,6 \times 500 \times (-6,78)}{((0,85 \times 500) + (0,67 \times 305))^2} + 1,18}$$

$$= 5787,454 \text{ kN}$$

- Kuat kolom ( $\phi \times P_n$ )

$$\phi \times P_n = 0,7 \times 5787,454$$

$$= 4051,217 \text{ kN} > P_{\max} = 244,039 \text{ kN}$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran strauss dan tulangan dapat digunakan.

#### 4.2.1.7 Perencanaan Tulangan Spiral

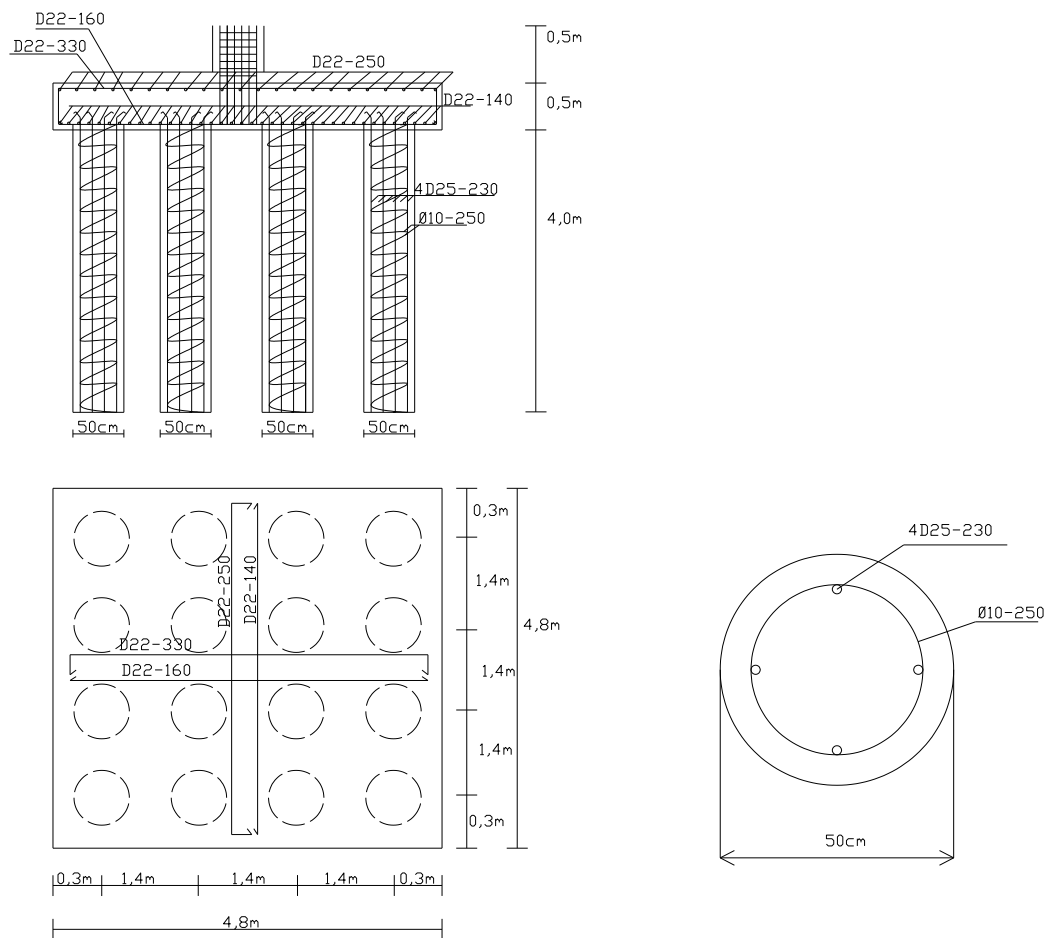
Data perencanaan :

Diameter tulangan spiral =  $\emptyset 10$  tulangan polos ( $A = 78,5 \text{ mm}^2$ )

Dipasang tulangan sengkang spiral =  $\emptyset 10$ -250 Tulangan spiral praktis ( $A_s = 314 \text{ mm}^2$ )

Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan pokok dan 48 kali diameter tulangan sengkang.

Maka dari perhitungan pondasi strauss, digunakan tulangan pokok 4D 25- 230 dan tulangan spiral D 10 – 250



**Gambar 4.8 Penulangan Poer Dan Pondasi Strauss Tipe 1 (Beban Berat )**

#### 4.2.2 Perencanaan Pondasi Strauss Tipe 2 (Beban Sedang)

##### 4. Luas Tiang (A)

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 50^2 \\ &= 1962,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

##### 5. Keliling Tiang (K)

$$\begin{aligned} K &= \pi \times D \\ &= 3,14 \times 50 \\ &= 157 \text{ cm} \end{aligned}$$

##### 6. Perencanaan dimensi poer

$$B = 4,8$$

$$L = 4,8$$

$$T = 0,5$$

##### Perhitungan beban

$$\begin{aligned} \text{➤ Poer} &= [(4,8 \times 4,8 \times 0,5) + (0,7 \times 0,7 \times 1,0)] \times 2400 \times 1,2 \\ &= 34588,8 \text{ kg} = 345,888 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ Tanah urug} &= [(4,8 \times 4,8 \times 1,0) - (0,7 \times 0,7 \times 1,0)] \times 1700 \times 1,2 \\ &= 46002 \text{ kg} = 460,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } P \text{ (joint 29)} = 2090 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\ &= 2090 + 345,888 + 460,02 \\ &= 2895,908 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.2.2.1 Perhitungan Daya Dukung ( kedalaman 4,6 m )

##### 3. Tiang Tunggal

- Daya dukung ujung tiang

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A \\ &= 25,88 \times 1962,5 \\ &= 50789,5 \text{ kg} \\ &= 507,895 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Daya dukung selimut tiang

$$Q_s = A_s \times 0,5 \times f_s$$

$$A_s = \pi \times D \times L$$

$$= 3,14 \times 50 \times 360$$

$$= 56520 \text{ cm}^2$$

$$Q_s = A_s \times 0,5 \times f_s$$

$$= 56520 \times 0,5 \times 0,73$$

$$= 20629,8 \text{ kg}$$

$$= 206,298 \text{ kN}$$

- Daya dukung ultimit tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,5^2 \times 0,36 \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 169,56 \text{ kg} = 1,69 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$= 507,895 + 206,298 - 1,69$$

$$= 712,503 \text{ kN}$$

- Daya dukung ujung izin tiang

$$Q_{\text{izin}} = Q_u / 2,5$$

$$= 712,503 / 2,5$$

$$= 285,0012 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan bahan :

$$\begin{aligned}
\sigma &= 0,2 \cdot f'_c \\
&= 0,2 \cdot 300 \text{ kg/cm}^2 \\
&= 60 \text{ kg/cm}^2 \\
P &= \sigma \cdot A \text{ tiang} \\
&= 60 \cdot 1962,5 \\
&= 117750 \text{ kg} \\
&= 1177,5 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 712,503 kN (berdasarkan kekuatan tiang).

#### 4. Tiang Kelompok

- Jumlah tiang dalam 1 poer

$$n = \frac{P}{Q_{izin1tiang}} = \frac{2895,908}{285,001} = 10,16 = \text{dipakai 12 buah tiang}$$

dicoba menggunakan 12 buah tiang dengan susunan :

$$m \text{ ( jumlah baris tiang)} = 4$$

$$n \text{ (jumlah tiang dalam baris)} = 3$$

1. Syarat jarak antara tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{m+n-2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 3 - 2 \cdot 0,5}{4+3-2}$$

$$= 1,68 \text{ m}$$

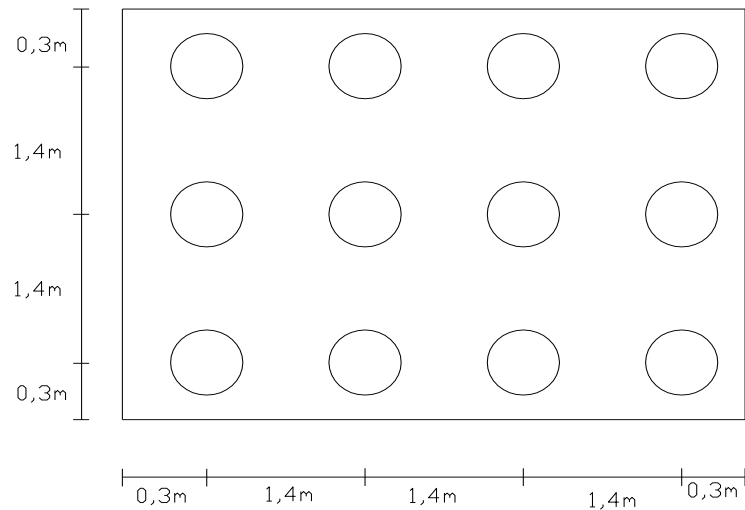
Kontrol S

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 (0,5) \leq S \leq 3 (0,5)$$

$$1,25 \leq S \leq 1,5$$

Jadi dipakai jarak antara tiang 1,4 m



**Gambar 4.9 Perencanaan tiang dalam 1 poer pada pondasi strauss susunan 4 x 3**

2. Efisiensi kelompok tiang

a. Formula sederhana

$$Eg = \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot s + 4D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$Eg = \frac{2 \cdot (4 + 3 - 2) \cdot 1,4 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 4 \cdot 3}$$

$$Eg = 0,85 \geq 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

b. Formula *converse – Labbare* sebagai berikut :

$$\theta = \arctan D/s = \arctan 0,5/1,4 = 19,65^\circ$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$



$$Eg = 1 - \left[ \frac{(3-1).4 + (4-1).3}{90.4.3} \right] \cdot 19,65^\circ$$

$$Eg = 0,69 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi )}$$

c. Formula Los Angles

$$Eg =$$

$$= 1 - \frac{D}{\pi x s x m x n} [m.(n-1) + n.(m-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg =$$

$$= 1 -$$

$$- \frac{0,5}{3,14 \times 1,4 \times 4 \times 3} [4.(3-1) + 3.(4-1) + (4-1)(3-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 0,75 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi )}$$

d. Formula Seiler-Keeney

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36.s(m+n-2)}{(75.s^2-7).(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36.1,4(4+3-2)}{(75.1,4^2-7).(4+3-1)} \right] + \frac{0,3}{4+3}$$

$$Eg = 0,74 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

Dari keempat nilai efisiensi ini, diambil harga Eg yang terkecil yaitu :

$$0,69$$

$$\text{Jadi : } Qt = Eg.n.Q_{izin}$$

$$= 0,69.12. 285,001$$

$$= 2359,80828 \text{ kN} < 2895,908 \text{ kN (Tidak aman)}$$

Keterangan : Dengan menggunakan 12 tiang tidak aman, maka digunakan 16 buah tiang

Susunannya adalah :

$$m \text{ ( jumlah baris tiang)} = 4$$

n (jumlah tiang dalam baris) = 4

3. Syarat jarak antara tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{m+n-2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 4 - 2 \cdot 0,5}{4+4-2}$$
$$= 1,92 \text{ m}$$

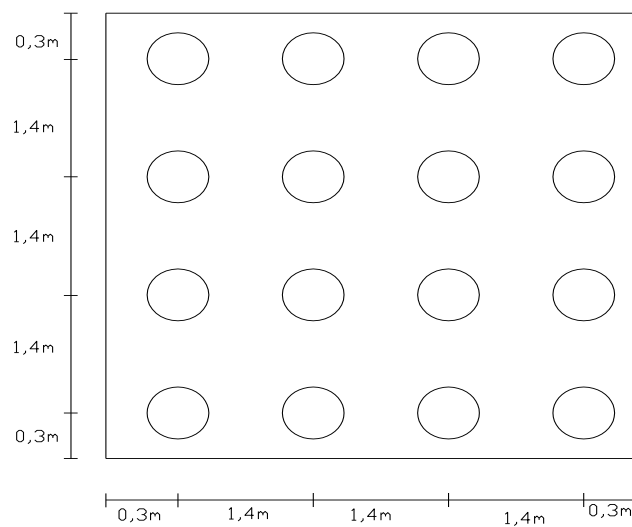
Kontrol S

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 (0,5) \leq S \leq 3 (0,5)$$

$$1,25 \leq S \leq 1,5$$

Jadi dipakai jarak antara tiang 1,4 m



**Gambar 4.10 Perencanaan tiang dalam 1 poer pada pondasi strauss susunan**

**4 x 4**

4. Efisiensi kelompok tiang

a. Formula sederhana

$$Eg = \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot s + 4D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$Eg = \frac{2 \cdot (4 + 4 - 2) \cdot 1,4 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 4 \cdot 4}$$

$$Eg = 0,74 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

b. Formula *converse – Labbare* sebagai berikut :

$$\theta = \arctan D/s = \arctan 0,5/1,4 = 19,65^\circ$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(4-1) \cdot 4 + (4-1) \cdot 4}{90 \cdot 4 \cdot 4} \right] \cdot 19,65^\circ$$

$$Eg = 0,67 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

c. Formula Los Angles

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi x s x m x n} [m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 1 - \frac{0,5}{3,14 \times 1,4 \times 4 \times 4} [4 \cdot (4-1) + 4 \cdot (4-1) + (4-1)(4-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 0,73 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

d. Formula Seiler-Keeney

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s(m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

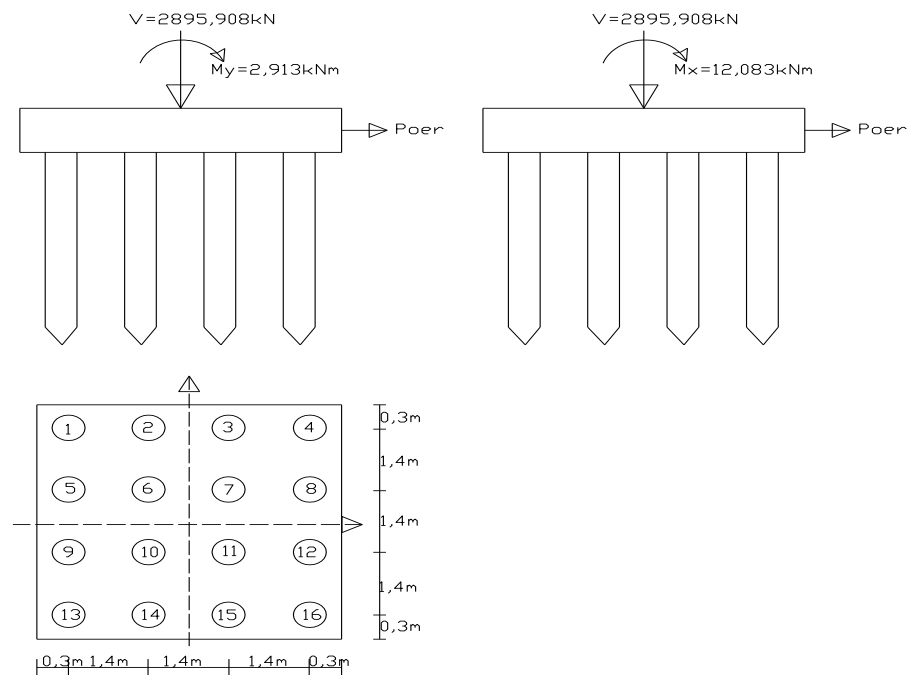
$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot 1,4(4+4-2)}{(75 \cdot 1,4^2 - 7) \cdot (4+4-1)} \right] + \frac{0,3}{4+4}$$

$$Eg = 0,72 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

Dari keempat nilai efisiensi ini, diambil harga  $E_g$  yang terkecil yaitu :  
0,67

Jadi :  $Q_t = E_g \cdot n \cdot Q_{izin}$   
 $= 0,67 \cdot 16 \cdot 285,001$   
 $= 3055,21072 \text{ kN} > 2895,908 \text{ kN (Aman)}$

#### 4.2.2.2 Perhitungan beban yang diterima oleh pondasi tiang strauss



**Gambar 4.11 Pondasi strauss yang menerima beban V dan M**

Diketahui :

Beban V ( $P_{tot}$ )  $= 2895,908 \text{ kN}$

$M_x = 12,083 \text{ kNm}$

$M_y = 2,913 \text{ kNm}$

$n_x = 4$

$n_y = 4$

Mencari beban tiang maksimum

$$\begin{aligned}\sum x^2 &= \text{Jumlah kuadrat absis tiang (m}^2\text{)} \\ &= 4 \times [(-2,1)^2 + (-0,7)^2 + (0,7)^2 + (2,1)^2] = 39 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum y^2 &= \text{Jumlah kuadrat ordinat tiang (m}^2\text{)} \\ &= 4 \times [(-2,1)^2 + (-0,7)^2 + (0,7)^2 + (2,1)^2] = 39 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_y \times X_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_{\max}}{\sum y^2}$$

Sehingga :

$$(x_1 = -2,1 \quad y_1 = 2,1)$$

$$\begin{aligned}P_1 &= \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913 \times (-2,1)}{39} \pm \frac{12,083 \times 2,1}{39} \\ &= 180,994 - 0,156 + 0,65 \\ &= 181,488 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$(x_2 = -0,7 \quad y_2 = 2,1)$$

$$\begin{aligned}P_2 &= \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913 \times (-0,7)}{39} \pm \frac{12,083 \times 2,1}{39} \\ &= 180,994 - 0,05 + 0,65 \\ &= 181,594 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$(x_3 = 0,7 \quad y_3 = 2,1)$$

$$\begin{aligned}P_3 &= \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913 \times 0,7}{39} \pm \frac{12,083 \times 2,1}{39} \\ &= 180,994 + 0,05 + 0,65\end{aligned}$$

$$=181,694 \text{ kN}$$

$$(x_4 = 2,1 \quad y_4 = 2,1)$$

$$P_4 = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913 \times 2,1}{39} \pm \frac{12,083 \times 2,1}{39}$$

$$=180,994 + 0,156 + 0,65$$

$$=181,8 \text{ kN}$$

$$(x_5 = -2,1 \quad y_5 = 0,7)$$

$$P_5 = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913 \times (-2,1)}{39} \pm \frac{12,083 \times 0,7}{39}$$

$$=180,994 - 0,156 + 0,216$$

$$=181,054 \text{ kN}$$

$$(x_6 = -0,7 \quad y_6 = 0,7)$$

$$P_6 = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913 \times (-0,7)}{39} \pm \frac{12,083 \times 0,7}{39}$$

$$=180,994 - 0,05 + 0,216$$

$$=181,16 \text{ kN}$$

$$(x_7 = 0,7 \quad y_7 = 0,7)$$

$$P_7 = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913 \times 0,7}{39} \pm \frac{12,083 \times 0,7}{39}$$

$$=180,994 + 0,12 + 0,029$$

$$=181,143 \text{ kN}$$

$$(x_8 = 2,1 \quad y_8 = 0,7)$$

$$P_8 = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913 \times 2,1}{39} \pm \frac{12,083 \times 0,7}{39}$$

$$=180,994 + 0,156 + 0,029$$

$$=181,179 \text{ kN}$$

$$(x_9 = -2,1 \quad y_9 = -0,7)$$

$$P_9 = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913x(-2,1)}{39} \pm \frac{12,083x(-0,7)}{39}$$

$$=180,994 - 0,156 - 0,216$$

$$=180,622 \text{ kN}$$

$$(x_{10} = -0,7 \quad y_{10} = -0,7)$$

$$P_{10} = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913x(-0,7)}{39} \pm \frac{12,083x(-0,7)}{39}$$

$$=180,994 - 0,05 - 0,216$$

$$=180,728 \text{ kN}$$

$$(x_{11} = 0,7 \quad y_{11} = -0,7)$$

$$P_{11} = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913x0,7}{39} \pm \frac{12,083x(-0,7)}{39}$$

$$=180,994 + 0,05 - 0,216$$

$$=180,828 \text{ kN}$$

$$(x_{12} = 2,1 \quad y_{12} = -0,7)$$

$$P_{12} = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913x2,1}{39} \pm \frac{12,083x(-0,7)}{39}$$

$$=180,994 + 0,156 - 0,216$$

$$=180,934 \text{ kN}$$

$$(x_{13} = -2,1 \quad y_{13} = 2,1)$$

$$P_{13} = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913x(-2,1)}{39} \pm \frac{12,083x2,1}{39}$$

$$=180,994 - 0,156 + 0,65 = 181,488 \text{ kN}$$

$$(x_{14} = -0,7 \quad y_{14} = -2,1)$$

$$P_{14} = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913x(-0,7)}{39} \pm \frac{12,083x(-2,1)}{39}$$

$$=180,994 - 0,05 - 0,65$$

$$=180,294 \text{ kN}$$

$$(x_{15} = 0,7 \quad y_{15} = -2,1)$$

$$P_{15} = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913x0,7}{39} \pm \frac{12,083x(-2,1)}{39}$$

$$=180,994 + 0,05 - 0,65$$

$$=180,394 \text{ kN}$$

$$(x_{16} = 2,1 \quad y_{16} = -2,1)$$

$$P_{16} = \frac{2895,908}{16} \pm \frac{2,913x2,1}{39} \pm \frac{12,083x(-2,1)}{39}$$

$$=180,994 + 0,156 - 0,65$$

$$=180,5 \text{ kN}$$

Jadi  $P_{\max} = 181,8 \text{ kN} < Q_{\text{tiang}} = 285,001 \text{ kN}$  (Aman)

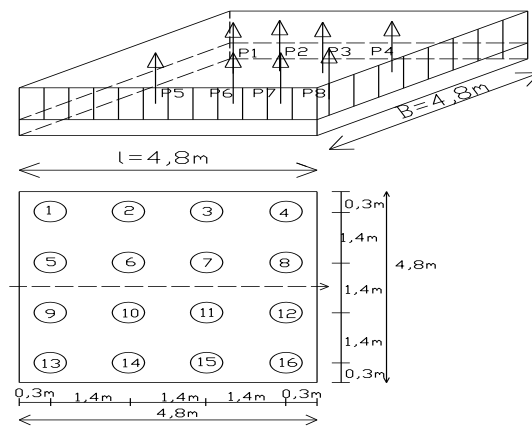


#### 4.2.2.3 Penulangan Poer Pondasi Strauss

Direncanakan :

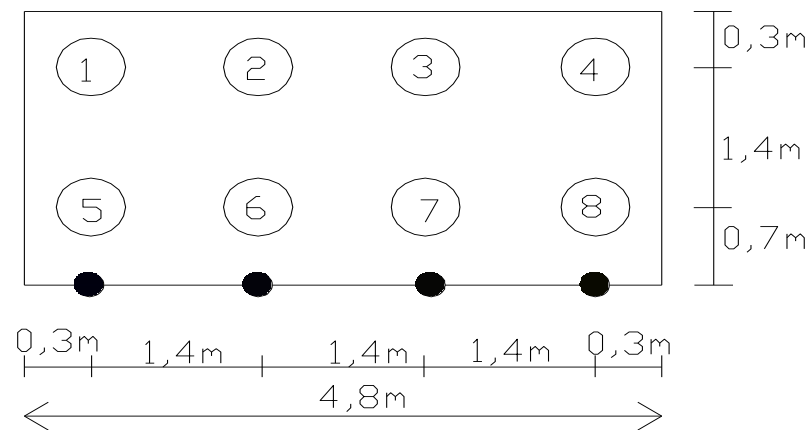
- $P_{max}$  = 181,8 kN
- Ukuran poer = 4,8 m x 4,8 m
- Tebal Poer = 50 cm = 500mm
- Tebal selimut = 75 mm
- Kuat tekan beton ( $f_c'$ ) =  $300 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ Mpa}$
- Kuat leleh baja =  $4000 \text{ kg/cm}^2 = 400 \text{ Mpa}$

#### Penulangan poer arah x



#### Perhitungan Momen arah x

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari Tabel P2.3 (PELAT :STIGLAT/WIPPEL:209) didapat nilai  $M_{ye}$  (dengan cara interpolasi )



$$P(y/L)1 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye1 = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} x(0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)2 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye2 = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} x(0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)3 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye3 = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} x(0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)4 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye4 = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} x(0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)5 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye5 = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$P(y/L)6 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye6 = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$P(y/L)7 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$M_{ye7} = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x (0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$P(y/L)_8 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$M_{ye8} = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x (0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$\begin{aligned} M_{xe1} &= (P_1 \times 0,139) + (P_2 \times 0,139) + (P_3 \times 0,139) + (P_4 \times 0,139) \\ &= (181,488 \times 0,139) + (181,594 \times 0,139) + (181,694 \times 0,139) + (181,8 \times 0,139) \\ &= 100,994 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{xe2} &= (P_2 \times 0,139) + (P_3 \times 0,139) + (P_4 \times 0,139) + (P_5 \times 0,282) \\ &= (181,594 \times 0,139) + (181,694 \times 0,139) + (181,8 \times 0,139) + (181,054 \times 0,282) \\ &= 126,824 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{xe3} &= (P_3 \times 0,139) + (P_4 \times 0,139) + (P_5 \times 0,282) + (P_6 \times 0,282) \\ &= (181,694 \times 0,139) + (181,8 \times 0,139) + (181,054 \times 0,282) + (181,16 \times 0,282) \\ &= 152,670 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{xe4} &= (P_4 \times 0,139) + (P_5 \times 0,282) + (P_6 \times 0,282) + (P_7 \times 0,282) \\ &= (181,8 \times 0,139) + (181,054 \times 0,282) + (181,16 \times 0,282) + (181,143 \times 0,282) \\ &= 178,496 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{xe5} &= (P_5 \times 0,282) + (P_6 \times 0,282) + (P_7 \times 0,282) + (P_8 \times 0,282) \\ &= (181,054 \times 0,282) + (181,16 \times 0,282) + (181,143 \times 0,282) + (181,179 \times 0,282) \\ &= 204,319 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{xe6} &= (P_6 \times 0,282) + (P_7 \times 0,282) + (P_8 \times 0,282) + (P_5 \times 0,282) \\ &= (181,16 \times 0,282) + (181,143 \times 0,282) + (181,179 \times 0,282) + (181,054 \times 0,282) \\ &= 204,319 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe7} &= (P7 \times 0,282) + (P8 \times 0,282) + (P5 \times 0,282) + (P6 \times 0,282) \\
 &= (181,143 \times 0,282) + (181,179 \times 0,282) + (181,054 \times 0,282) + (181,16 \\
 &\quad \times 0,282) \\
 &= 204,319 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe8} &= (P8 \times 0,282) + (P7 \times 0,282) + (P6 \times 0,282) + (P5 \times 0,282) \\
 &= (181,179 \times 0,282) + (181,143 \times 0,282) + (181,16 \times 0,282) + (181,054 \times 0,282) \\
 &= 204,319 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad M_n &= \frac{MU}{\phi} \\
 &= \frac{204,319}{0,8} = 255,4 \text{ kNm} = 255,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$- \quad dx = 500 - 75 - 1/2 \times 19 = 415,5 \text{ mm}$$

$$- \quad b = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad R_n &= \frac{M_n}{b x d^2} \\
 &= \frac{255,4 \cdot 10^6}{1000 \times 415,5^2} = 1,47 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad m &= \frac{fy}{0,85 x fc'} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68
 \end{aligned}$$

$$- \quad \rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho_b &= \frac{0,85 \times fc' \times \beta}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400}
 \end{aligned}$$

$$= 0,032$$

$$- \rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$- \rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,68} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 1,47}{400}} \right) = 0,0037$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \text{ , dipakai } \rho = 0,0037$$

$$- \text{As perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0037 \times 1000 \times 415,5$$

$$= 1537,35 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dicoba tulangan pokok D19} = \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 = 283,385 \text{ mm}^2$$

$$- \text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \pi d^2}$$

$$= \frac{1537,35}{\frac{1}{4} \pi 19^2} = 5,42 \sim 6 \text{ tulangan}$$

$$- \text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b}{\sum \text{tulangan}}$$

$$= \frac{1000}{6} = 166 \text{ mm} \sim 160 \text{ mm}$$

$$- \text{Jarak max yang diijinkan adalah nilai } s \leq 5.t \text{ atau } s \leq 450 \text{ mm}$$

dipilih yang kecil, jadi  $s = 160 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D19 -160

$$\begin{aligned}
 - \text{ As ada} &= \frac{1000}{160} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\
 &= 1771,156 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 1537,35 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah ) = D19 – 160

$$\begin{aligned}
 - \text{ Tulangan tekan} &= \text{As tekan} = 50 \% \times \text{As perlu} \\
 &= 0,5 \times 1537,35 \text{ mm}^2 \\
 &= 768,675 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$- \text{ Jumlah tulangan (n)} = \frac{768,675}{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2} = 2,71 \sim 3 \text{ tulangan}$$

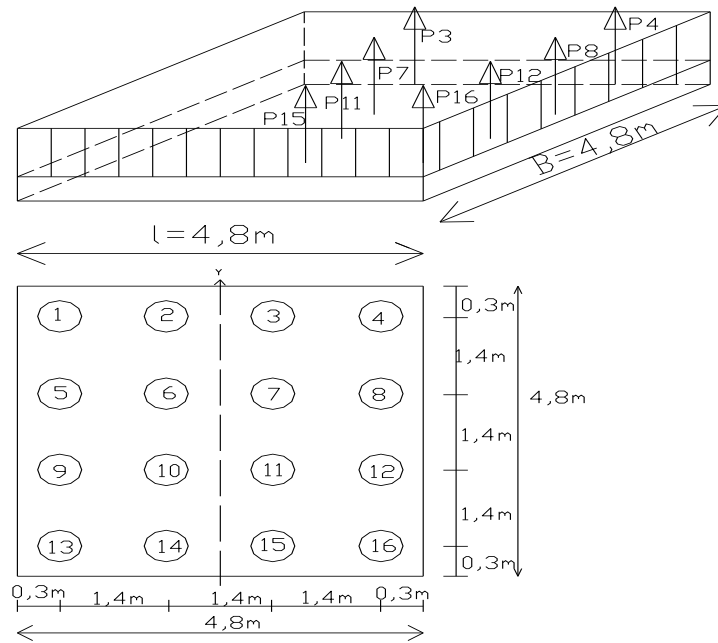
$$- \text{ Jarak tulangan (s)} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \sim 330 \text{ mm}$$

- Jarak max yang diijinkan adalah nilai  $s \leq 5.t$  atau  $s \leq 450 \text{ mm}$   
dipilih yang kecil, jadi  $s = 330 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ As ada} &= \frac{1000}{330} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\
 &= 858,74 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 768,675 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D19 - 330

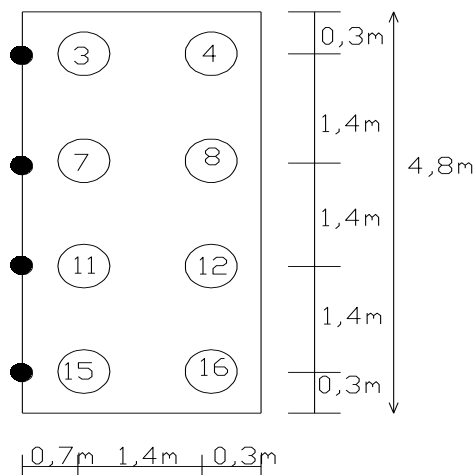
### **Penulangan poer arah y**



### Perhitungan momen arah y

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari Tabel P2.3 (PELAT :STIGLAT/WIPPEL:209) didapat nilai  $M_{ye}$  (dengan cara interpolasi )

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang strauss :



$$P(y/L)_3 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$M_{ye3} = 0,30 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} \times (0,28 - 0,30) \right] = 0,30$$

$$P(y/L)4 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye4 = 0,09 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,06$$

$$P(y/L)7 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye7 = 0,30 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,30) \right] = 0,30$$

$$P(y/L)8 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye8 = 0,09 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,06$$

$$P(y/L)11 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye11 = 0,30 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,30) \right] = 0,30$$

$$P(y/L)12 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye12 = 0,09 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,06$$

$$P(y/L)15 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye15 = 0,30 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,30) \right] = 0,30$$

$$P(y/L)16 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye16 = 0,09 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,06$$

$$\begin{aligned} Mxe3 &= (P3 \times Mye3) + (P7 \times Mye7) + (P11 \times Mye11) + (P15 \times Mye15) \\ &= (181,694 \times 0,30) + (181,143 \times 0,30) + (180,828 \times 0,30) + (180,394 \times 0,30) \\ &= 217,217 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mxe7 &= (P7 \times Mye7) + (P11 \times Mye11) + (P15 \times Mye15) + (P4 \times Mye4) \\ &= (181,143 \times 0,30) + (180,828 \times 0,30) + (180,394 \times 0,30) + (181,8 \times 0,06) \\ &= 173,617 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
M_{x11} &= (P_{11} \times M_{ye11}) + (P_{15} \times M_{ye15}) + (P_4 \times M_{ye4}) + (P_8 \times M_{ye8}) \\
&= (180,828 \times 0,30) + (180,394 \times 0,30) + (181,8 \times 0,06) + (181,179 \times 0,06) \\
&= 130,145 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{xe15} &= (P_{15} \times M_{ye15}) + (P_4 \times M_{ye4}) + (P_8 \times M_{ye8}) + (P_{12} \times M_{ye12}) \\
&= (180,494 \times 0,30) + (181,8 \times 0,06) + (181,179 \times 0,06) + (180,934 \times 0,06) \\
&= 86,782 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{xe4} &= (P_4 \times M_{ye4}) + (P_8 \times M_{ye8}) + (P_{12} \times M_{ye12}) + (P_{16} \times M_{ye16}) \\
&= (181,8 \times 0,06) + (181,179 \times 0,06) + (180,934 \times 0,06) + (180,5 \times 0,06) \\
&= 43,464 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{xe8} &= (P_8 \times M_{ye8}) + (P_{12} \times M_{ye12}) + (P_{16} \times M_{ye16}) + (P_4 \times M_{ye4}) \\
&= (181,179 \times 0,06) + (180,934 \times 0,06) + (180,5 \times 0,06) + (181,8 \times 0,06) \\
&= 43,464 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{xe12} &= (P_{12} \times M_{ye12}) + (P_{16} \times M_{ye16}) + (P_4 \times M_{ye4}) + (P_8 \times M_{ye8}) \\
&= (180,934 \times 0,06) + (180,5 \times 0,06) + (181,8 \times 0,06) + (181,179 \times 0,06) \\
&= 43,464 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{xe16} &= (P_{16} \times M_{ye16}) + (P_{12} \times M_{ye12}) + (P_4 \times M_{ye4}) + (P_8 \times M_{ye8}) \\
&= (180,5 \times 0,06) + (180,934 \times 0,06) + (181,8 \times 0,06) + (181,179 \times 0,06) \\
&= 43,464 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- \quad M_n &= \frac{MU}{\phi} \\
&= \frac{217,217}{0,8} = 271,5 \text{ kNm} = 271,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$- \quad d_y = 500 - 75 - 19 - 1/2 \times 19 = 396,5 \text{ mm}$$

$$- \quad b = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
- \quad R_n &= \frac{M_n}{b x d^2} \\
&= \frac{271,5 \cdot 10^6}{1000 \times 396,5^2} = 1,72 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad m &= \frac{f_y}{0,85 x f_c'} \\
 &= \frac{400}{0,85 x 30} = 15,68
 \end{aligned}$$

$$- \quad \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho_b &= \frac{0,85 x f_c' x \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 x 30 x 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,032
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho_{max} &= 0,75 x \rho_b \\
 &= 0,75 x 0,032 = 0,024
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,68} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 15,68 x 1,72}{400}} \right) \\
 &= 0,0044
 \end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$  ,dipakai  $\rho = 0,0044$

$$\begin{aligned}
 - \quad \text{As perlu} &= \rho x b x d \\
 &= 0,0044 x 1000 x 396,5 \\
 &= 1744,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dicoba tulangan pokok D19 =  $\frac{1}{4} x \pi x 19^2 = 283,385 \text{ mm}^2$

- Jumlah tulangan (n) =  $\frac{As\ perlu}{1/4\pi d^2}$   

$$= \frac{1744,6}{1/4\pi 19^2} = 6,1 \sim 7 \text{ tulangan}$$
- Jarak tulangan (s) =  $\frac{b}{\sum tulangan}$   

$$= \frac{1000}{7} = 142 \text{ mm} \sim 140 \text{ mm}$$
- Jarak max yang diijinkan adalah nilai  $s \leq 5.t$  atau  $s \leq 450\text{mm}$   
dipilih yang kecil, jadi  $s = 140 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D19 -140

- As ada =  $\frac{1000}{140} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2$   

$$= 2024,17 \text{ mm}^2 > As\ perlu = 1744,6 \text{ mm}^2 \dots\dots\text{Ok}$$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D19 - 140

- Tulangan tekan = As tekan = 50 % x As perlu  

$$= 0,5 \times 1744,6$$

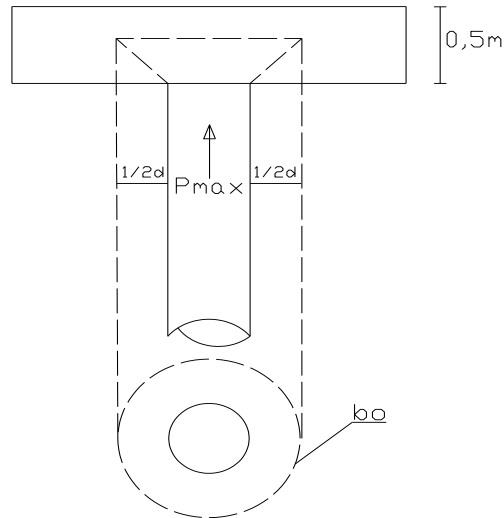
$$= 872,3 \text{ mm}^2$$
- Jumlah tulangan (n) =  $\frac{872,3}{1/4\pi 19^2} = 3,07 \sim 4 \text{ tulangan}$
- Jarak tulangan (s) =  $\frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$
- Jarak max yang diijinkan adalah nilai  $s \leq 5.t$  atau  $s \leq 450\text{mm}$   
dipilih yang kecil, jadi  $s = 250 \text{ mm}$
- As ada =  $\frac{1000}{250} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2$   

$$= 1133,54 \text{ mm}^2 > As\ tekan = 872,3 \text{ mm}^2 \dots\dots\text{Ok}$$

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D19 - 250

#### 4.2.2.4 Kontrol geser pons ( Gaya geser Dua arah sumbu )

##### ➤ Geser pons akibat tiang strauss



**Gambar 4.12 Bidang geser pons akibat strauss**

- Tinggi efektif (d)

$d$  = tebal poer – tebal selimut beton –  $\frac{1}{2}$  x diameter tulangan terluar

$$= 500 - 75 - \frac{1}{2} \times 19 = 415,5 \text{ mm}$$

- Bidang kritis geser pons

$$b_o = \pi (D + d)$$

$$= \pi \times (500 + 415,5)$$

$$= 2874,67 \text{ mm}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$VC = \left( \frac{\sqrt{f'_{ci}}}{3} \right) \times b_o \times d$$

$$= \left( \frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 2874,67 \times 415,5 \times 10^{-3}$$

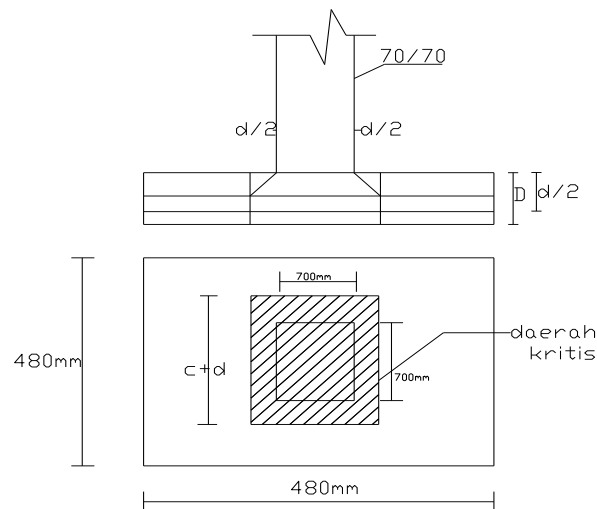
$$= 2180,712 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \phi VC &= 0,6 \times VC \\
 &= 0,6 \times 2180,712 \\
 &= 1308,427 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka  $V = 181,8 < \phi VC = 1308,427 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Ok}$

Karena  $V_u < \phi VC$ , maka tidak diperlukan tulangan geser pons terhadap tiang strauss.

➤ Geser pons akibat kolom



**Gambar 4.13 Bidang geser pons akibat kolom**

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}
 b_o &= 4.(c + d) \\
 &= 4 (700 + 415,5) \\
 &= 4462 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left( \frac{\sqrt{f'c}}{3} \right) \times b_o \times d \\
 &= \left( \frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 4462 \times 415,5 \times 10^{-3} \\
 &= 3384,854 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 3384,854 \\ &= 2030,912 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maka  $V = 2090 \text{ kN}$  (dari staad-pro)  $> \phi V_c = 2030,912 \text{ kN}$ .....Tidak Ok

Karena  $V_u > \phi V_c$ , maka diperlukan tulangan geser

- Perhitungan penulangan geser pons terhadap kolom
 
$$\begin{aligned}f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\ f_y &= 240 \text{ Mpa (tulangan polos)} \\ V_s &= v_u - \phi v_c \\ &= 2090 - 2030,912 \\ &= 59,088 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maka rencana diameter tulangan yaitu :16 mm

$$\begin{aligned}A_v &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 401,92 \text{ mm}^2 \\ S_{\text{perlu}} &= \frac{A_v f_y x d}{v_s} \\ &= \frac{401,92 \times 240 \times 415,5 \times 10^{-3}}{59,088} = 678,3 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b_o \times d &= \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 4462 \times 415,5 \times 10^{-3} \\ &= 2538,640 \text{ kN}\end{aligned}$$

Jadi diperoleh :

$$V_s = 678,3 \text{ kN} < 2538,640 \text{ kN}$$

Maka jarak maksimum :

$$S \leq 1/2 \times d = 1/2 \times 415,5 = 207,75 \text{ mm}$$

$$V_s \text{ pakai} = \frac{A_v x f_y x d}{s}$$

$$= \frac{401,92 \times 240 \times 415,5 \times 10^{-3}}{207,75} = 192,9216 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ pakai} = 192,9216 + 2030,912 = 2223,8336 \text{ kN}$$

Syarat tulangan geser pada pons dan poer mampu menahan beban dari kolom :

$$V < V_s \text{ pakai} + V_c$$

$$2090 \text{ kN} < 2223,8336 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

Jadi dipasang tulangan pons D16- 670

#### 4.2.2.5 Penulangan Tiang Pondasi Strauss

Perhitungan pondasi strauss diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat .

##### 1. Data Perencanaan :

- P max = 181,8 kN
- D tulangan pokok = 25 mm
- D tiang = 50 cm = 500 mm
- Tebal selimut = 75 mm
- D sengkang = Ø 10 mm

##### 2. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \text{Ø sengkang} + 1/2 \times D \text{ tulangan pokok}$$

$$= 75 + 10 + (1/2 \times 25)$$

$$= 97,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d_{\text{efektif}} &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\
 &= 500 - (2 \times 97,5) \\
 &= 305 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3. Luas penampang strauss ( $A_g$ )

$$\begin{aligned}
 A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2) \\
 &= (1/4 \times 3,14 \times 500^2) \\
 &= 196250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

4. Luas tulangan penampang baja ( $A_{st}$ ) (Istimawan D:297)

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 1,5% dari luas tiang.

$$\begin{aligned}
 - A_{st} &= 1,5 \% \times A_g \\
 &= 0,015 \times 196250 = 2943,75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times d_{\text{tul}}^2} \\
 &= \frac{2943,75}{1/4 \times 3,14 \times 25^2} \\
 &= 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_{s_{\text{ada}}} &= n \times 1/4 \times \pi \times d^2 \\
 &= 6 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\
 &= 2943,75 \text{ mm}^2 = 2943,75 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_s &= A_{s'} = 0,5 \times A_{st} \\
 &= 0,5 \times 2943,75 \\
 &= 1471,875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi x d}{n}$$

$$= \frac{3,14 \times 305}{6} = 159,6 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

5. Pemeriksaan beban ultimate beton ( $P_{ub}$ ) dan moment ultimate beton ( $M_{ub}$ ).

- Tebal penampang segi empat ekivalen (Istimawan D:327)

$$t_{ek} = 0,8 \times D_{tiang}$$

$$= 0,8 \times 500$$

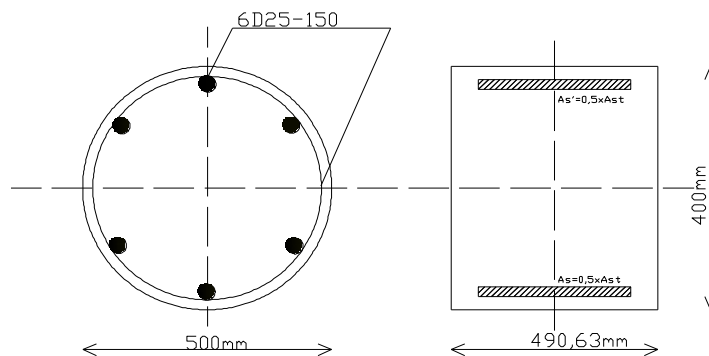
$$= 400 \text{ mm}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{tiang}^2}{t_{ek}}$$

$$= \frac{1/4 \times \pi \times 500^2}{400}$$

$$= 490,63 \text{ mm}$$



**Gambar 4.14** Ekivalen penampang bulat ke penampang segi empat pondasi strauss tipe kolom Sedang

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- ❖ Jarak antara lapis tulangan

$$\begin{aligned}d-d' &= 2/3 \times d_{\text{efektif}} \\&= 2/3 \times 305 \\&= 203,333 \text{ mm}\end{aligned}$$

- ❖ Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned}d_b &= t_{\text{ek}} - \text{tebal selimut efektif} \\&= 400 - 97,5 \\&= 302,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

- ❖ Jarak serat tekan terluar ke garis netral ( $c_b$ )

$$\begin{aligned}c_{\text{balanced}} &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\&= \frac{600 \times 302,5}{600 + 400} \\&= 181,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

- ❖ Lebar daerah tekan ( $a_b$ )

$$\begin{aligned}a_b &= \beta \times c_b \\&= 0,85 \times 181,5 \\&= 154,275 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Tegangan tekan tulangan baja ( $f_s'$ )

$$\begin{aligned}f_s' &= \frac{0,003 \times E_s \times (c_b - d')}{c_b} \\&= \frac{0,003 \times 200000 \times (181,5 - 97,5)}{181,5} \\&= 277,685 \text{ Mpa} < f_y 400 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

- Beban ultimate beton ( $P_{ub}$ )

$$\begin{aligned}
 P_{ub} &= ((0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)) \times 10^{-3} \\
 &= ((0,85 \times 30 \times 154,275 \times 490,63) + (1471,875 \times 277,685) - \\
 &\quad (1471,875 \times 400)) \times 10^{-3} \\
 &= 1750,112 \text{ kN} > 712,503 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen ultimate beton ( $M_{ub}$ )

$$\begin{aligned}
 M_{ub} &= [(0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times [\frac{tek}{2} - (1/2 \times a_b)]) + (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times \\
 &\quad (d-d'))) + (A_s \times f_y \times (1/2 \times (d-d')))] \times 10^{-6} \\
 &= [(0,85 \times 30 \times 490,63 \times 154,275 \times [\frac{400}{2} - (1/2 \times 154,275)]) + \\
 &\quad (1471,875 \times 277,685 \times (1/2 \times 203,333)) + (1471,875 \times 400 \times \\
 &\quad (1/2 \times 203,333))] \times 10^{-6} \\
 &= 487,437 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton ( $e_b$ )

$$\begin{aligned}
 e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\
 &= \frac{487,473}{1750,112} = 0,278 \text{ m} = 278 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban ( $e$ )

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M_x}{P} \\
 &= \frac{12,083}{181,8} = 0,066 \text{ m} = 66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena eksentrisitas yang diberikan ( $e = 66 \text{ mm}$ ) lebih  $< e_b = 278 \text{ mm}$ , dengan demikian eksentrisitas dan kehancurannya ditentukan oleh gaya tekan.

#### 4.2.2.6 Memeriksa Kekuatan Penampang Kolom Bulat

- Rasio penulangan memanjang ( $\rho_s$ )

$$\begin{aligned}\rho_s &= \frac{A_{st}}{A_g} \\ &= \frac{2943,75}{196250} \\ &= 0,015\end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif ( $d_s$ )

$$\begin{aligned}D_s &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d) \\ &= 500 - (2 \times 97,5) \\ &= 305 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,68\end{aligned}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan ( $P_n$ )

$$\begin{aligned}P_n &= \frac{A_{s'} \times f_y}{\frac{3x66}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g \times f_{c'}}{\frac{9,6xhxe}{(0,8h+0,67D_s)^2} + 1,18} \\ &= \frac{1471,875 \times 400 \times 10^{-3}}{\frac{3x66}{305} + 1,0} + \frac{196250 \times 30 \times 10^{-3}}{\frac{9,6x500x66}{((0,85x500)+(0,67x305))^2} + 1,18} \\ &= 3882,9 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Kuat kolom ( $\phi \times P_n$ )

$$\begin{aligned}\phi \times P_n &= 0,7 \times 3882,9 \\ &= 2718,03 \text{ kN} > P_{\text{max}} = 181,8 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran strauss dan tulangan dapat digunakan.

#### 4.2.2.7 Perencanaan Tulangan Spiral

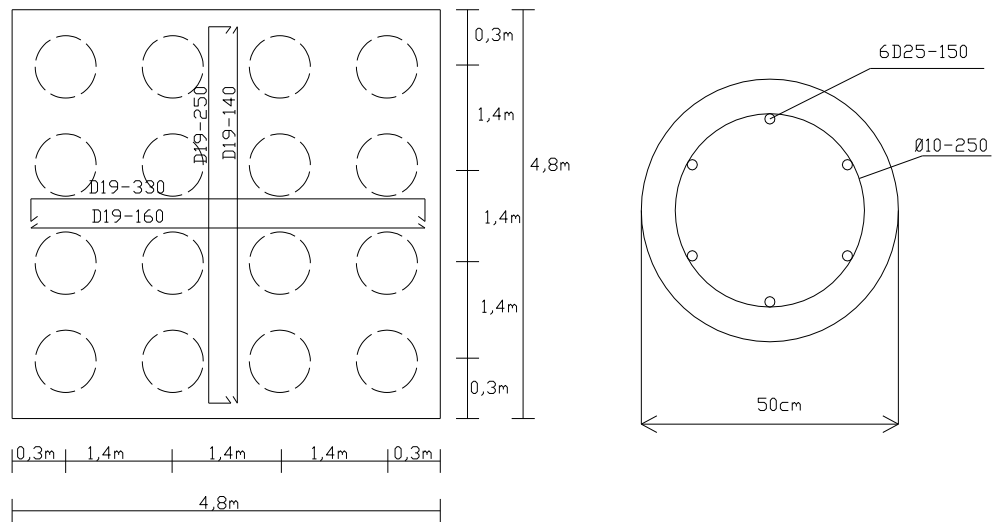
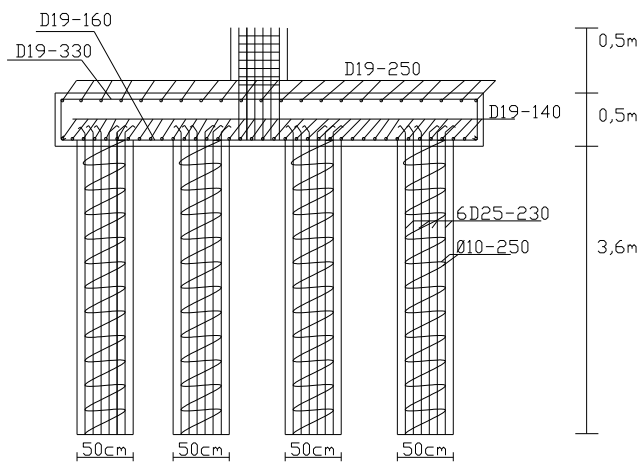
Data perencanaan :

Diameter tulangan spiral =  $\varnothing 10$  tulangan polos ( $A = 78,5 \text{ mm}^2$ )

Dipasang tulangan sengkang spiral =  $\varnothing 10$ -250 Tulangan spiral praktis ( $A_s = 314 \text{ mm}^2$ )

Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan pokok dan 48 kali diameter tulangan sengkang.

Maka dari perhitungan pondasi strauss, digunakan tulangan pokok 6 D 25-150 dan tulangan spiral D 10 – 250



**Gambar 4.15 Penulangan Poer Dan Pondasi Strauss Tipe 2 (Beban Sedang)**

#### 4.2.3 Perencanaan Pondasi Strauss Tipe 3 (Beban Ringan )

##### 1. Luas Tiang (A)

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times 3,14 \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 50^2 \\ &= 1962,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

##### 2. Keliling Tiang (K)

$$\begin{aligned} K &= \pi \times D \\ &= 3,14 \times 50 \\ &= 157 \text{ cm} \end{aligned}$$

##### 3. Perencanaan dimensi poer

$$B = 4,8$$

$$L = 3,4$$

$$T = 0,5$$

##### Perhitungan beban

- Poer  $= [(4,8 \times 3,4 \times 0,5) + (0,5 \times 0,7 \times 1,0)] \times 2400 \times 1,2$   
 $= 24508,8 \text{ kg} = 245,088 \text{ kN}$
- Tanah urug  $= [(4,8 \times 3,4 \times 1,0) - (0,5 \times 0,7 \times 1,0)] \times 1700 \times 1,2$   
 $= 32578,8 \text{ kg} = 325,788 \text{ kN}$
- P (joint 43)  $= 1650 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\ &= 1650 + 245,088 + 325,788 \\ &= 2220,876 \text{ kN} \end{aligned}$$

##### 4.2.3.1 Perhitungan Daya Dukung ( kedalaman 4,6 m )

- Daya dukung ujung tiang

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A \\ &= 25,88 \times 1962,5 \end{aligned}$$

$$= 50789,5 \text{ kg}$$

$$= 507,895 \text{ kN}$$

- Daya dukung selimut tiang

$$Q_s = A_s \times 0,5 \times f_s$$

$$A_s = \pi \times D \times L$$

$$= 3,14 \times 50 \times 360$$

$$= 56520 \text{ cm}^2$$

$$Q_s = A_s \times 0,5 \times f_s$$

$$= 56520 \times 0,5 \times 0,73$$

$$= 20629,8 \text{ kg}$$

$$= 206,298 \text{ kN}$$

- Daya dukung ultimit tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,5^2 \times 0,36 \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 169,56 \text{ kg} = 1,69 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$= 507,895 + 206,298 - 1,69$$

$$= 712,503 \text{ kN}$$

- Daya dukung ujung izin tiang

$$Q_{\text{izin}} = Q_u / 2,5$$

$$= 712,503 / 2,5$$

$$= 285,0012 \text{ kN}$$



Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan bahan :

$$\begin{aligned}\sigma &= 0,2 \cdot f'c \\ &= 0,2 \cdot 300 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 60 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P &= \sigma \cdot A \text{ tiang} \\ &= 60 \cdot 1962,5 \\ &= 117750 \text{ kg} \\ &= 1177,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 712,503 kN

#### 1. Tiang Kelompok

- Jumlah tiang dalam 1 poer

$$n = \frac{P}{Q_{izin1tiang}} = \frac{2220,876}{285,0012} = 7,79 = \text{dipakai 8 buah tiang}$$

strauss

dicoba menggunakan 8 buah tiang dengan susunan :

m ( jumlah baris tiang) = 4

n (jumlah tiang dalam baris) = 2

#### 2. Syarat jarak antara tiang (S)

$$\begin{aligned}S &= \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{m+n-2} \\ S &= \frac{1,57 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 2 - 2 \cdot 0,5}{4+2-2} \\ &= 1,32 \text{ m}\end{aligned}$$

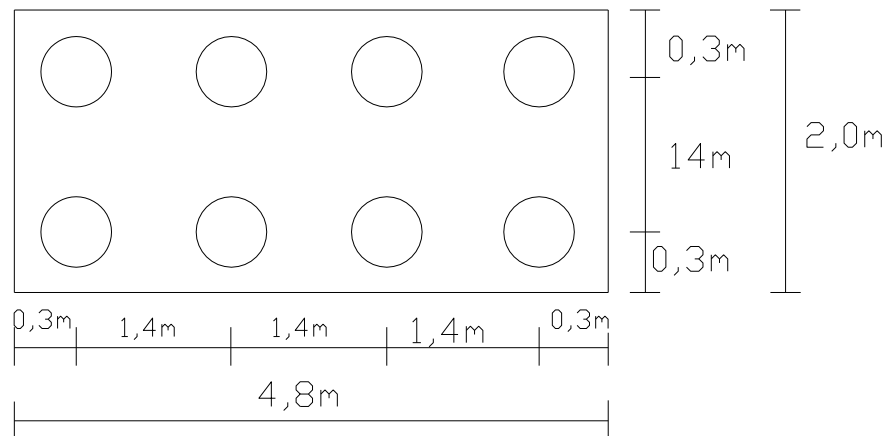
Kontrol S

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 (0,5) \leq S \leq 3 (0,5)$$

$$1,25 \leq S \leq 1,5$$

Jadi dipakai jarak antara tiang 1,4 m



**Gambar 4.16 Perencanaan tiang dalam 1 poer pada pondasi strauss susunan**

**4 x 2**

3. Efisiensi kelompok tiang

a. Formula sederhana

$$Eg = \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot s + 4D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$Eg = \frac{2 \cdot (4 + 2 - 2) \cdot 1,4 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 4 \cdot 2}$$

$$Eg = 1,05 < 1 \text{ (tidak memenuhi } Eg > 1 \text{ Tiang tunggal)}$$

b. Formula *converse – Labbare* sebagai berikut :

$$\theta = \arctan D/s = \arctan 0,5/1,4 = 19,65^\circ$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(2-1).4 + (4-1).2}{90.4.2} \right] . 19,65^\circ$$

$$Eg = 0,72 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

c. Formula Los Angles

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi x s x m x n} [m.(n-1) + n.(m-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 1 - \frac{0,5}{3,14 \times 1,4 \times 4 \times 2} [4.(2-1) + 2.(4-1) + (4-1)(2-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 0,79 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

d. Formula Seiler-Keeney

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36.s(m+n-2)}{(75.s^2-7).(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36.1,4(4+2-2)}{(75.1,4^2-7).(4+2-1)} \right] + \frac{0,3}{4+2}$$

$$Eg = 0,76 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

Dari keempat nilai efisiensi, diambil harga Eg yang terkecil yaitu : 0,72

$$\begin{aligned} \text{Jadi : } Q_t &= E_g.n.Q_{\text{izin}} \\ &= 0,72.8. 285,0012 \\ &= 1641,61 \text{ kN} < 2220,876 \text{ kN (tidak aman)} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan 8 tiang tidak aman, maka digunakan 9 buah tiang

Susunannya adalah :

$$m \text{ ( jumlah baris tiang)} = 3$$

$$n \text{ (jumlah tiang dalam baris)} = 3$$

1. Syarat jarak antara tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{m+n-2}$$

$$S = \frac{1,57 \cdot 0,5 \cdot 3 \cdot 3 - 2 \cdot 0,5}{3+3-2}$$

$$= 1,52 \text{ m}$$

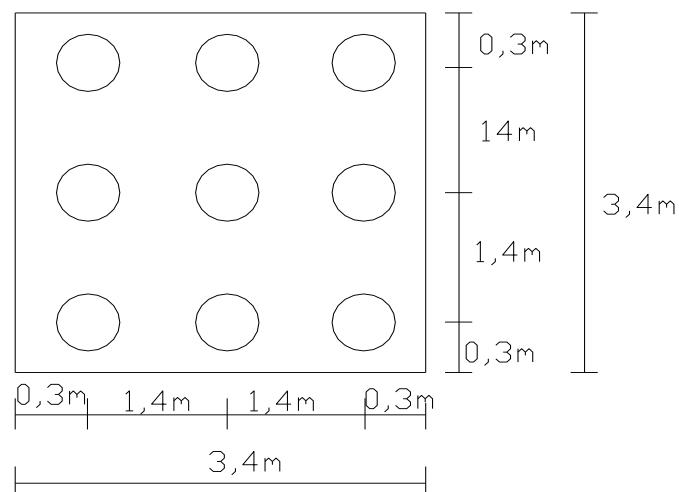
Kontrol S

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 (0,5) \leq S \leq 3 (0,5)$$

$$1,25 \leq S \leq 1,5$$

Jadi dipakai jarak antara tiang 1,4 m



**Gambar 4.17 Perencanaan tiang dalam 1 poer pada pondasi strauss susunan**

**3x 3**

2. Efisiensi kelompok tiang

a. Formula sederhana

$$Eg = \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot s + 4D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$Eg = \frac{2 \cdot (3 + 3 - 2) \cdot 1,4 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 3 \cdot 3}$$

$$Eg = 0,93 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

b. Formula *converse – Labbare* sebagai berikut :

$$\theta = \arctan D/s = \arctan 0,5/1,4 = 19,65^\circ$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(3-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 3}{90 \cdot 3 \cdot 3} \right] \cdot 19,65^\circ$$

$$Eg = 0,7 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

c. Formula Los Angles

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi x s x m x n} [m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 1 - \frac{0,5}{3,14 \times 1,4 \times 3 \times 3} [3 \cdot (3-1) + 3 \cdot (3-1) + (3-1)(3-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 0,77 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

d. Formula Seiler-Keeney

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s(m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot 1,4(3+3-2)}{(75 \cdot 1,4^2 - 7) \cdot (3+3-1)} \right] + \frac{0,3}{3+3}$$

$$Eg = 0,76 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

Dari keempat nilai efisiensi ini, diambil harga  $E_g$  yang terkecil yaitu : 0,7

$$\begin{aligned}\text{Jadi : } Q_t &= E_g \cdot n \cdot Q_{izin} \\ &= 0,7 \cdot 9 \cdot 285,0012 \\ &= 1795,50756 \text{ kN} < 2220,876 \text{ kN} \text{ ( Tidak Aman)}\end{aligned}$$

Karena dengan 9 tiang tetap tidak aman maka dicoba 12 tiang dengan susunan :

$$m \text{ ( jumlah baris tiang) } = 4$$

$$n \text{ (jumlah tiang dalam baris) } = 3$$

1. Syarat jarak antara tiang (S)

$$\begin{aligned}S &= \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{m+n-2} \\ S &= \frac{1,57 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 3 - 2 \cdot 0,5}{4+3-2} \\ &= 1,684 \text{ m}\end{aligned}$$

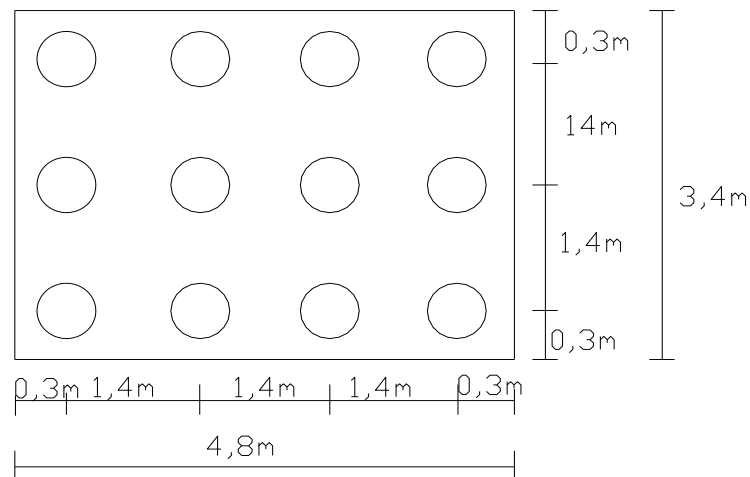
Kontrol S

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 (0,5) \leq S \leq 3 (0,5)$$

$$1,25 \leq S \leq 1,5$$

Jadi dipakai jarak antara tiang 1,4 m



**Gambar 4.18 Perencanaan tiang dalam 1 poer pada pondasi strauss susunan**

**4 x 3**

2. Efisiensi kelompok tiang

a. Formula sederhana

$$Eg = \frac{2 \cdot (m + n - 2) \cdot s + 4D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$Eg = \frac{2 \cdot (4 + 3 - 2) \cdot 1,4 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 4 \cdot 3}$$

$$Eg = 0,84 \geq 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

b. Formula *converse* – *Labbare* sebagai berikut :

$$\theta = \arctan D/s = \arctan 0,5/1,4 = 19,65^\circ$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$

$$Eg = 1 - \left[ \frac{(3-1) \cdot 4 + (4-1) \cdot 3}{90 \cdot 4 \cdot 3} \right] \cdot 19,65^\circ$$

$$Eg = 0,69 \geq 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi )}$$

c. Formula Los Angles

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi x s x m x n} [m \cdot (n - 1) + n \cdot (m - 1) + (m - 1)(n - 1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 1 - \frac{0,5}{3,14 \times 1,4 \times 4 \times 3} [4 \cdot (3 - 1) + 3 \cdot (4 - 1) + (4 - 1)(3 - 1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 0,75 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

d. Formula Seiler-Keeney

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s(m + n - 2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right] + \frac{0,3}{m + n}$$

$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot 1,4(4 + 3 - 2)}{(75 \cdot 1,4^2 - 7) \cdot (4 + 3 - 1)} \right] + \frac{0,3}{4 + 3}$$

$$Eg = 0,74 \square 1 \text{ (memenuhi syarat faktor efisiensi)}$$

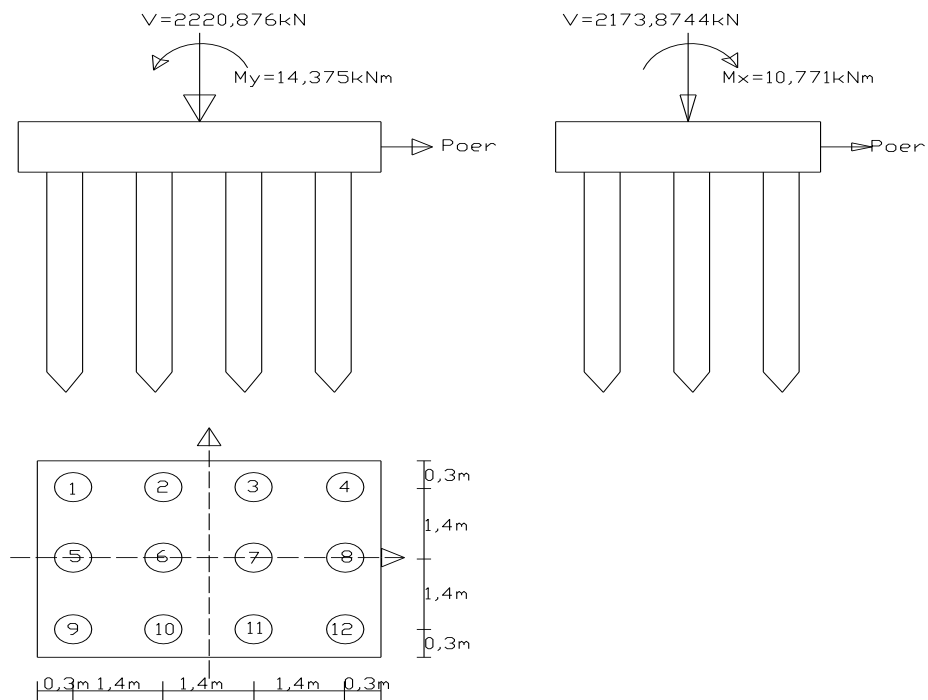
Dari keempat nilai efisiensi ini, diambil harga Eg yang terkecil yaitu :

0,69

$$\begin{aligned} \text{Jadi : } Q_t &= E_g \cdot n \cdot Q_{izin} \\ &= 0,69 \cdot 12 \cdot 285,0012 \\ &= 2359,809936 \text{ kN} > 2220,876 \text{ kN (Aman)} \end{aligned}$$

#### 4.2.3.2 Perhitungan beban yang diterima oleh pondasi tiang strauss





**Gambar 4.19 Pondasi strauss yang menerima beban V dan M**

Diketahui :

$$\text{Beban V (P tot)} = 2220,876 \text{ kN}$$

$$M_x = 10,771 \text{ kNm}$$

$$M_y = -14,375 \text{ kNm}$$

$$n_x = 3$$

$$n_y = 4$$

Mencari beban tiang maksimum

$$\sum x^2 = \text{Jumlah kuadrat absis tiang (m}^2\text{)}$$

$$= 4 \times [(-2,1)^2 + (-0,7)^2 + (0,7)^2 + (2,1)^2] = 39 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = \text{Jumlah kuadrat ordinat tiang (m}^2\text{)}$$

$$= 4 \times [(-1,4)^2 + (0)^2 + (1,4)^2] = 15,68 \text{ m}^2$$

$$P_{max} = \frac{P_{total}}{n} \pm \frac{M_y x X_{max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y Y_{max}}{\sum y^2}$$

Sehingga :

$$(x_1 = -2,1 \quad y_1 = 1,4)$$

$$P_1 = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375)x(-2,1)}{39} \pm \frac{10,771x1,4}{15,68}$$

$$= 185,073 + 0,77 - 0,96$$

$$= 184,883 \text{ kN}$$

$$(x_2 = -0,7 \quad y_2 = 1,4)$$

$$P_2 = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375)x(-0,7)}{39} \pm \frac{10,771x1,4}{15,68}$$

$$= 185,073 + 0,25 + 0,96$$

$$= 186,283 \text{ kN}$$

$$(x_3 = 0,7 \quad y_3 = 1,4)$$

$$P_3 = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375)x0,7}{39} \pm \frac{10,771x1,4}{15,68}$$

$$= 185,073 - 0,25 + 0,089$$

$$= 184,912 \text{ kN}$$

$$(x_4 = 2,1 \quad y_4 = 1,4)$$

$$P_4 = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375)x2,1}{39} \pm \frac{10,771x1,4}{15,68}$$

$$= 185,073 - 0,77 + 0,96$$

$$= 185,263 \text{ kN}$$

$$(x_5 = -2,1 \quad y_5 = 0,0)$$

$$P_5 = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375) x(-2,1)}{39} \pm \frac{10,771x0}{15,68}$$

$$=185,073+ 0,77$$

$$=185,843 \text{ kN}$$

$$(x_6 = -0,7 \quad y_6 = 0,0)$$

$$P_6 = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375) x(-0,7)}{39} \pm \frac{10,771x0}{15,68}$$

$$=185,073+ 0,25$$

$$=185,323 \text{ kN}$$

$$(x_7 = 0,7 \quad y_7 = 0,0)$$

$$P_7 = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375) x0,7}{39} \pm \frac{10,771x0}{15,68}$$

$$=185,073- 0,25$$

$$=184,823 \text{ kN}$$

$$(x_8 = 2,1 \quad y_8 = 0,0)$$

$$P_8 = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375) x2,1}{39} \pm \frac{10,771x0}{15,68}$$

$$=185,073- 0,77$$

$$=184,303 \text{ kN}$$

$$(x_9 = -2,1 \quad y_9 = -1,4)$$

$$P_9 = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375) x(-2,1)}{39} \pm \frac{10,771x(-1,4)}{15,68}$$

$$=185,073+ 0,77 -0,96$$

$$=184,883 \text{ kN}$$

$$(x_{10} = -0,7 \quad y_{10} = -1,4)$$

$$P_{10} = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375) \times (-0,7)}{39} \pm \frac{10,771 \times (-1,4)}{15,68}$$

$$=185,073 + 0,25 - 0,96$$

$$=184,363 \text{ kN}$$

$$(x_{11} = 0,7 \quad y_{11} = -1,4)$$

$$P_{11} = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375) \times 0,7}{39} \pm \frac{10,771 \times (-1,4)}{15,68}$$

$$=185,073 - 0,25 - 0,96$$

$$=183,836 \text{ kN}$$

$$(x_{12} = 2,1 \quad y_{12} = -1,4)$$

$$P_{12} = \frac{2220,876}{12} \pm \frac{(-14,375) \times 2,1}{39} \pm \frac{10,771 \times (-1,4)}{15,68}$$

$$=185,073 - 0,77 - 0,96$$

$$=183,343 \text{ kN}$$

Jadi  $P_{\max} = 186,283 \text{ kN} < Q_{1\text{tiang}} = 285,0012 \text{ kN}$  (Aman)

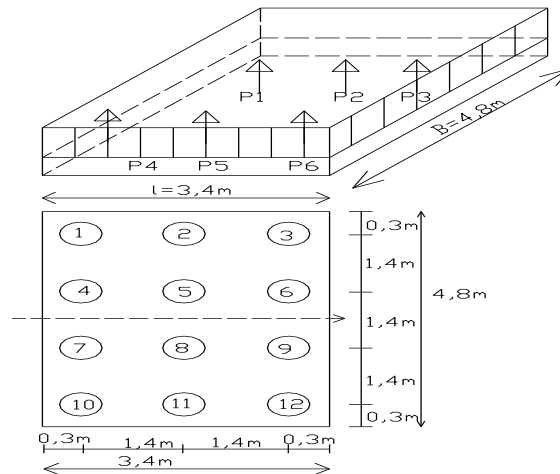
#### 4.2.3.3 Penulangan poer pondasi strauss

Direncanakan :

- $P_{\max} = 186,283 \text{ kN}$
- Ukuran poer =  $4,8 \text{ m} \times 3,4 \text{ m}$
- Tebal poer =  $50 \text{ cm} = 500 \text{ mm}$
- Tebal selimut =  $75 \text{ mm}$
- Kuat tekan beton( $f_c$ ) =  $300 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ Mpa}$

- Kuat leleh baja ( $f_y$ ) =  $4000 \text{ kg/cm}^2 = 400 \text{ Mpa}$

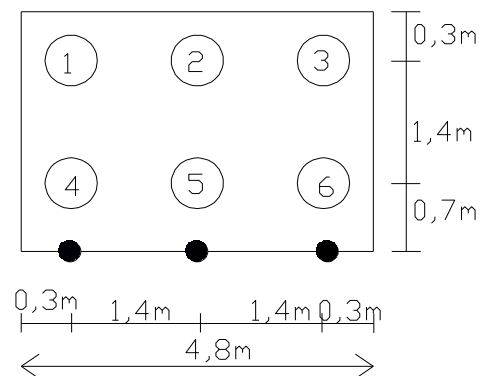
### Penulangan poer arah x



### Perhitungan Momen arah x

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari Tabel P2.3 (PELAT :STIGLAT/WIPPEL:209) didapat nilai  $M_{ye}$  (dengan cara interpolasi )

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang strauss :



$$P(y/L)_1 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$M_{ye1} = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} \times (0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)_2 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye_2 = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} x(0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)_3 = \frac{2,1}{2,1+0,3} = 0,875$$

$$Mye_3 = 0,05 + \left[ \frac{0,875-0,8}{0,09-0,8} x(0,05 - 0,9) \right] = 0,139$$

$$P(y/L)_4 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye_4 = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$P(y/L)_5 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye_5 = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$P(y/L)_6 = \frac{0,7}{0,7+1,7} = 0,291$$

$$Mye_6 = 0,3 + \left[ \frac{0,291-0,2}{0,3-0,2} x(0,28 - 0,3) \right] = 0,282$$

$$\begin{aligned} Mxe_1 &= (P_1 \times Mye_1) + (P_2 \times Mye_2) + (P_3 \times Mye_3) + (P_4 \times Mye_4) + (P_5 \times Mye_5) + (P_6 \times Mye_6) \\ &= (184,883 \times 0,139) + (186,283 \times 0,139) + (184,912 \times 0,139) + (185,263 \times 0,282) + (185,843 \times 0,282) + (185,323 \times 0,282) \\ &= 234,207 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mxe_2 &= (P_2 \times Mye_2) + (P_1 \times Mye_1) + (P_3 \times Mye_3) + (P_4 \times Mye_4) + (P_5 \times Mye_5) + (P_6 \times Mye_6) \\ &= (186,283 \times 0,139) + (184,883 \times 0,139) + (184,912 \times 0,139) + (185,263 \times 0,282) + (185,843 \times 0,282) + (185,323 \times 0,282) \\ &= 234,207 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mxe_3 &= (P_3 \times Mye_3) + (P_2 \times Mye_2) + (P_1 \times Mye_1) + (P_4 \times Mye_4) + (P_5 \times Mye_5) + (P_6 \times Mye_6) \\ &= (184,912 \times 0,139) + (186,283 \times 0,139) + (184,883 \times 0,139) + (185,263 \times 0,282) + (185,843 \times 0,282) + (185,323 \times 0,282) \\ &= 234,207 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$M_{xe4} = (P_4 \times M_{ye4}) + (P_3 \times M_{ye3}) + (P_2 \times M_{ye2}) + (P_1 \times M_{ye1}) + (P_5 \times M_{ye5}) + (P_6 \times M_{ye6})$$

$$= (185,263 \times 0,282) + (184,912 \times 0,139) + (186,283 \times 0,139) + (184,883 \times 0,139) + (185,843 \times 0,282) + (185,323 \times 0,282) \\ = 234,207 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xe5} = (P_5 \times M_{ye5}) + (P_4 \times M_{ye4}) + (P_3 \times M_{ye3}) + (P_2 \times M_{ye2}) + (P_1 \times M_{ye1}) + (P_6 \times M_{ye6})$$

$$= (185,843 \times 0,282) + (185,263 \times 0,282) + (184,912 \times 0,139) + (186,283 \times 0,139) + (184,883 \times 0,139) + (185,323 \times 0,282) \\ = 234,207 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xe6} = (P_6 \times M_{ye6}) + (P_5 \times M_{ye5}) + (P_4 \times M_{ye4}) + (P_3 \times M_{ye3}) + (P_2 \times M_{ye2}) + (P_1 \times M_{ye1})$$

$$= (185,323 \times 0,282) + (185,843 \times 0,282) + (185,263 \times 0,282) + (184,912 \times 0,139) + (186,283 \times 0,139) + (184,883 \times 0,139) \\ = 234,207 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} - \quad M_n &= \frac{MU}{\phi} \\ &= \frac{234,207}{0,8} = 292,7 \text{ kNm} = 292,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$- \quad d_x = 500 - 75 - 1/2 \times 19 = 415,5 \text{ mm}$$

$$- \quad b = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} - \quad R_n &= \frac{M_n}{b x d^2} \\ &= \frac{292,7 \cdot 10^6}{1000 \times 415,5^2} = 1,69 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \quad m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68 \end{aligned}$$

$$- \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} - \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,032 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032 = 0,024 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,68} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 1,69}{400}} \right) \\ &= 0,0043 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \text{ ,dipakai } \rho = 0,0043$$

$$\begin{aligned} - \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0043 \times 1000 \times 415,5 \\ &= 1786,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dicoba tulangan pokok D19} = \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 = 283,385 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} - \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \pi d^2} \\ &= \frac{1786,65}{\frac{1}{4} \pi 19^2} = 6,3 \sim 7 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$- \text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b}{\sum \text{tulangan}}$$



$$= \frac{1000}{7} = 142 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$$

- Jarak max yang diijinkan adalah nilai  $s \leq 5.t$  atau  $s \leq 450\text{mm}$   
dipilih yang kecil, jadi  $s = 140 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah ) = D19 -140

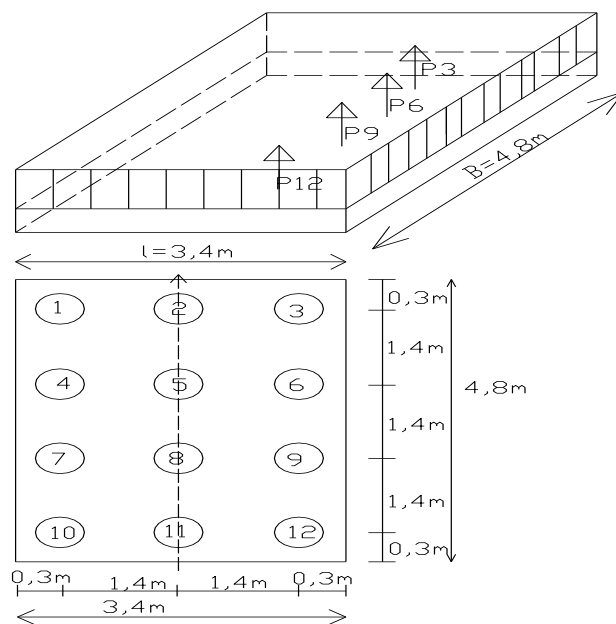
- As ada 
$$= \frac{1000}{140} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2$$
  
$$= 2024,17 \text{ mm}^2 > \text{As perlu } 1786,65 \text{ mm}^2 \dots\dots\text{Ok}$$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah ) = D19 -140

- Tulangan tekan 
$$= \text{As tekan} = 50 \% \times \text{As perlu}$$
  
$$= 0,5 \times 1786,65 \text{ mm}^2$$
  
$$= 893,325$$
- Jumlah tulangan (n) 
$$= \frac{893,325}{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2} = 3,15 \sim 4 \text{ tulangan}$$
- Jarak tulangan (s) 
$$= \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$
- Jarak max yang diijinkan adalah nilai  $s \leq 5.t$  atau  $s \leq 450\text{mm}$   
dipilih yang kecil, jadi  $s = 250 \text{ mm}$
- As ada 
$$= \frac{1000}{250} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2$$
  
$$= 1133,54 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 893,325 \dots\dots\text{Ok}$$

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D19 - 250

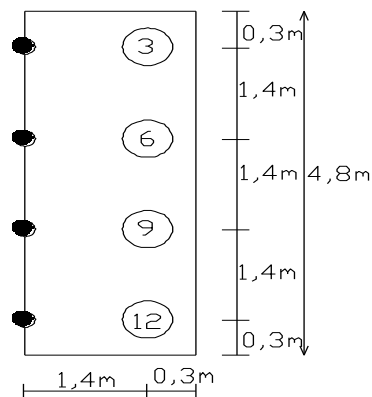
**Penulangan poer arah y**



### Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari Tabel P2.3 (PELAT :STIGLAT/WIPPEL:209) didapat nilai  $M_{ye}$  (dengan cara interpolasi )

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang strauss :



$$P(y/L)_3 = \frac{1,4}{1,4+0,3} = 0,823$$

$$M_{ye3} = 0,09 + \left[ \frac{0,823-0,8}{0,9-0,8} \times (0,05 - 0,09) \right] = 0,08$$

$$P(y/L)_6 = \frac{1,4}{1,4+0,3} = 0,823$$

$$Mye_6 = 0,09 + \left[ \frac{0,823-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,08$$

$$P(y/L)_9 = \frac{1,4}{1,4+0,3} = 0,823$$

$$Mye_9 = 0,09 + \left[ \frac{0,823-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,08$$

$$P(y/L)_{12} = \frac{1,4}{1,4+0,3} = 0,823$$

$$Mye_{12} = 0,09 + \left[ \frac{0,823-0,8}{0,9-0,8} x(0,05 - 0,09) \right] = 0,08$$

$$\begin{aligned} M_{xe3} &= (P_3 \times Mye_3) + (P_6 \times Mye_6) + (P_9 \times Mye_9) + (P_{12} \times Mye_{12}) \\ &= (184,912 \times 0,08) + (185,323 \times 0,08) + (184,883 \times 0,08) + (183,343 \times 0,08) \\ &= 59,076 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{xe6} &= (P_6 \times Mye_6) + (P_3 \times Mye_3) + (P_9 \times Mye_9) + (P_{12} \times Mye_{12}) \\ &= (185,323 \times 0,08) + (184,912 \times 0,08) + (184,883 \times 0,08) + (183,343 \times 0,08) \\ &= 59,076 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{xe9} &= (P_9 \times Mye_9) + (P_6 \times Mye_6) + (P_3 \times Mye_3) + P_{12} \times Mye_{12}) \\ &= (184,883 \times 0,08) + (185,323 \times 0,08) + (184,912 \times 0,08) + (183,343 \times 0,08) \\ &= 59,076 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{xe12} &= (P_{12} \times Mye_{12}) + (P_9 \times Mye_9) + (P_6 \times Mye_6) + (P_3 \times Mye_3) \\ &= (183,343 \times 0,08) + (184,883 \times 0,08) + (185,323 \times 0,08) + (184,912 \times 0,08) \\ &= 59,076 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \quad M_n &= \frac{MU}{\phi} \\ &= \frac{59,076}{0,8} = 73,8 \text{ kNm} = 73,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$- \quad d_y = 500 - 75 - 19 - 1/2 \times 19 = 396,5 \text{ mm}$$

$$- \quad b = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad R_n &= \frac{Mn}{bxd^2} \\
 &= \frac{73,8 \cdot 10^6}{1000 \times 396,5^2} = 0,46 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68
 \end{aligned}$$

$$- \quad \rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho_b &= \frac{0,85 \times fc' \times \beta}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,032
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,032 = 0,024
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,68} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 0,46}{400}} \right) \\
 &= 0,0011
 \end{aligned}$$

$\rho_{min} > \rho < \rho_{max}$  ,dipakai  $\rho_{min}=0,0035$

$$\begin{aligned}
 - \text{As perlu} &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \times 396,5 \\
 &= 1387,75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Dicoba tulangan pokok D19} = \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 = 283,385 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4}\pi d^2} \\
 &= \frac{1387,75}{\frac{1}{4}\pi 19^2} = 4,89 \sim 5 \text{ tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b}{\sum \text{tulangan}} \\
 &= \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak max yang diijinkan adalah nilai  $s \leq 5.t$  atau  $s \leq 450\text{mm}$   
dipilih yang kecil, jadi  $s = 200 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D19 -200

$$\begin{aligned}
 - \text{As ada} &= \frac{1000}{200} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\
 &= 1416,925 \text{ mm}^2 > \text{As perlu } 1387,75 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots\text{Ok}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D19 -360

$$\begin{aligned}
 - \text{Tulangan tekan} &= \text{As tekan} = 50 \% \times \text{As perlu} \\
 &= 0,5 \times 1387,75 \\
 &= 693,875 \text{ mm}^2 \\
 - \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{693,875}{\frac{1}{4}\pi 19^2} = 2,4 \sim 3 \text{ tulangan} \\
 - \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} = 330 \text{ mm} \\
 - \text{Jarak max yang diijinkan} &\text{ adalah nilai } s \leq 5.t \text{ atau } s \leq 450\text{mm}
 \end{aligned}$$

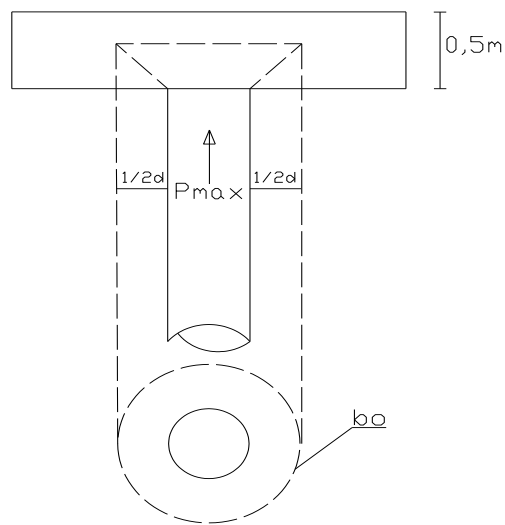
dipilih yang kecil, jadi  $s = 330 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ As ada} &= \frac{1000}{330} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\
 &= 858,742 \text{ mm}^2 > \text{As tekan} = 693,875 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D19 - 330

#### 4.2.3.4 Kontrol geser pons ( Gaya geser Dua arah sumbu )

➤ Geser pons akibat tiang strauss



**Gambar 4.20 Bidang geser pons akibat tiang strauss**

- Tinggi efektif ( $d$ )  
 $d = \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \times \text{diameter tulangan terluar}$   
 $= 500 - 75 - \frac{1}{2} \times 19 = 415,5 \text{ mm}$
- Bidang kritis geser pons  
 $b_o = \pi (D + d)$   
 $= \pi \times (500 + 415,5)$   
 $= 2874,67 \text{ mm}$

- Kuat geser beton maksimum

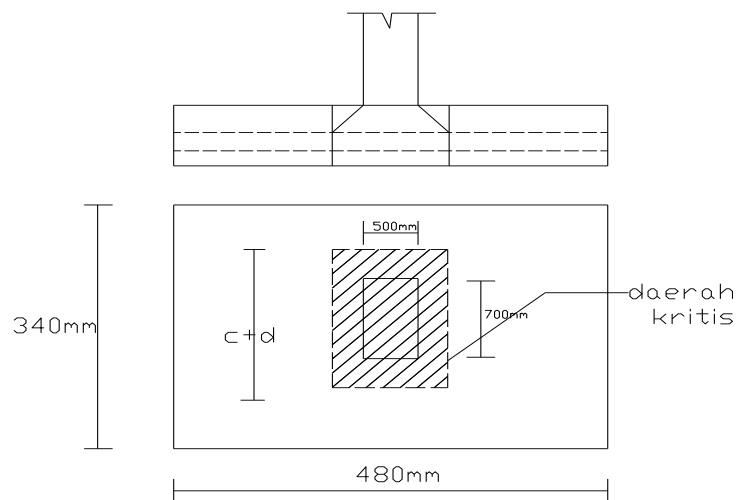
$$\begin{aligned}
 VC &= \left( \frac{\sqrt{f_{ct}}}{3} \right) \times b_o \times d \\
 &= \left( \frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 2874,67 \times 415,5 \times 10^{-3} \\
 &= 2180,712 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi VC &= 0,6 \times VC \\
 &= 0,6 \times 2180,712 \text{ kN} \\
 &= 1308,427 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka  $V = 186,283 \text{ kN} < \phi VC = 1308,427 \text{ kN}$  .....Ok

Karena  $V_u < \phi VC$ , maka tidak diperlukan tulangan geser pons terhadap tiang strauss.

- Geser pons akibat kolom



**Gambar 4.21 Bidang geser pons akibat kolom**

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}
 b_o &= 2.(c + d) + 2.(c + d) \\
 &= 2.(700 + 415,5) + 2. (500 + 415,5) \\
 &= 4062 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left( \frac{\sqrt{f_{c'}}}{3} \right) \times b_o \times d \\
 &= \left( \frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 4062 \times 415,5 \times 10^{-3} \\
 &= 3081,415 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\
 &= 0,6 \times 3081,415 \\
 &= 1848,849 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka  $V = 1650 \text{ kN}$  (dari staad-pro)  $< \phi V_c = 1848,849 \text{ kN}$  .....Ok

Karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser

#### 4.2.3.5 Penulangan Tiang Pondasi Strauss

Perhitungan pondasi strauss diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat .

##### 1. Data Perencanaan :

- P max = 186,283 kN
- D tulangan pokok = 25 mm
- D tiang = 50 cm = 500 mm
- Tebal selimut = 75 mm
- D sengkang =  $\emptyset$  10 mm

##### 2. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}
 d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{sengkang} + \frac{1}{2} \times D \text{ tulangan pokok} \\
 &= 75 + 10 + \left( \frac{1}{2} \times 25 \right) \\
 &= 97,5 \text{ mm} \\
 d_{\text{efektif}} &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\
 &= 500 - (2 \times 97,5) \\
 &= 305 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



3. Luas penampang strauss (Ag)

$$\begin{aligned} Ag &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2) \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 500^2) \\ &= 196250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4. Luas tulangan penampang baja (Ast) (Istimawan D:297)

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 1% dari luas tiang.

$$\begin{aligned} - \text{Ast} &= 1\% \times Ag \\ &= 0,01 \times 196250 \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{Ast}{1/4 \pi D_{\text{tul}}^2} \\ &= \frac{1962,5}{1/4 \times 3,14 \times 25^2} = 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{As}_{\text{ada}} &= n \times 1/4 \times \pi \times d^2 \\ &= 4 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2 = 1962,5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{As} &= \text{As}' = 0,5 \times \text{Ast} \\ &= 0,5 \times 1962,5 \\ &= 981,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi \times d}{n} \\ &= \frac{3,14 \times 305}{4} \\ &= 239,425 \text{ mm} = 230 \text{ mm} \end{aligned}$$

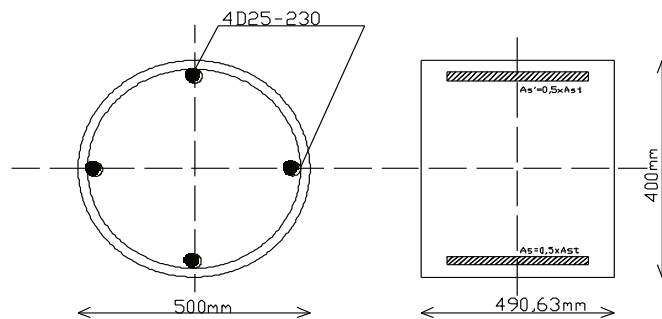
5. Pemeriksaan beban ultimate beton ( $P_{ub}$ ) dan moment ultimate beton ( $M_{ub}$ ).

- Tebal penampang segi empat ekivalen (Istimawan D:327)

$$\begin{aligned} t_{ek} &= 0,8 \times D_{tiang} \\ &= 0,8 \times 500 \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned} l_{ek} &= \frac{1/4 \pi \times D_{tiang}^2}{t_{ek}} \\ &= \frac{1/4 \pi \times 500^2}{400} \\ &= 490,63 \text{ mm} \end{aligned}$$



**Gambar 4.22 Ekivalen penampang bulat ke penampang segi empat pondasi strauss tipe kolom ringan**

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- ❖ Jarak antara lapis tulangan

$$\begin{aligned} d-d' &= 2/3 \times d_{efektif} \\ &= 2/3 \times 305 \\ &= 203,333 \text{ mm} \end{aligned}$$

- ❖ Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned} d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\ &= 400 - 97,5 \\ &= 302,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

❖ Jarak serat tekan terluar ke garis netral ( $c_b$ )

$$\begin{aligned} c_{\text{balanced}} &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 302,5}{600 + 400} \\ &= 181,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

❖ Lebar daerah tekan ( $a_b$ )

$$\begin{aligned} a_b &= \beta \times c_b \\ &= 0,85 \times 181,5 \\ &= 154,275 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tegangan tekan tulangan baja ( $f_s'$ )

$$\begin{aligned} f_s' &= \frac{0,003 \times E_s \times (c_b - d')}{c_b} \\ &= \frac{0,003 \times 200000 \times (181,5 - 97,5)}{181,5} \\ &= 277,685 \text{ Mpa} < f_y 400 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- Beban ultimate beton ( $P_{ub}$ )

$$\begin{aligned} P_{ub} &= ((0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)) \times 10^{-3} \\ &= ((0,85 \times 30 \times 154,275 \times 490,63) + (981,25 \times 277,685) - \\ &\quad (981,25 \times 400)) \times 10^{-3} \\ &= 1810,122 \text{ kN} > 712,503 \end{aligned}$$

- Momen ultimate beton ( $M_{ub}$ )

$$\begin{aligned} M_{ub} &= [(0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times [\frac{tek}{2} - (1/2 \times a_b)]) + (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times \\ &\quad (d - d'))) + (A_s \times f_y \times (1/2 \times (d - d')))] \times 10^{-6} \\ &= [(0,85 \times 30 \times 490,63 \times 154,275 \times [\frac{400}{2} - (1/2 \times 154,275)]) + \\ &\quad (981,25 \times 277,685 \times (1/2 \times 203,333)) + (981,25 \times 400 \times (1/2 \times \\ &\quad 203,333))] \times 10^{-6} \\ &= 453,634 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton ( $e_b$ )

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}}$$

$$= \frac{453,634}{1810,122} = 0,250 \text{ m} = 250 \text{ mm}$$

- Eksentrisitas beban ( $e$ )

$$e = \frac{M_x}{P}$$

$$= \frac{10,771}{186,283} = 0,057 \text{ m} = 57 \text{ mm}$$

Karena eksentrisitas yang diberikan ( $e = 57 \text{ mm}$ ) lebih  $< e_b = 250 \text{ mm}$ , dengan demikian eksentrisitas dan kehancurannya ditentukan oleh gaya tekan.

#### 4.2.3.6 Memeriksa Kekuatan Penampang Kolom Bulat

- Rasio penulangan memanjang ( $\rho_s$ )

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$= \frac{1962,5}{196250}$$

$$= 0,01$$

- Lebar kolom efektif ( $d_s$ )

$$D_s = D_{\text{tiang}} - (2 \times d')$$

$$= 500 - (2 \times 97,5)$$

$$= 305 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan ( $P_n$ )

$$\begin{aligned}
P_n &= \frac{A_s' \times f_y}{\frac{3x_e}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g \times f_{c'}}{\frac{9,6xhxe}{(0,8h+0,67D_s)^2} + 1,18} \\
&= \frac{981,25 \times 400 \times 10^{-3}}{\frac{3 \times 57}{305} + 1,0} + \frac{196250 \times 30 \times 10^{-3}}{\frac{9,6 \times 500 \times 57}{((0,85 \times 500) + (0,67 \times 305))^2} + 1,18} \\
&= 3848,177 \text{ kN}
\end{aligned}$$

- Kuat kolom ( $\phi \times P_n$ )

$$\begin{aligned}
\phi \times P_n &= 0,7 \times 3848,177 \\
&= 2693,7239 \text{ kN} > P_{\max} = 181,97 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran strauss dan tulangan dapat digunakan.

#### 4.2.3.7 Perencanaa Tulangan Spiral

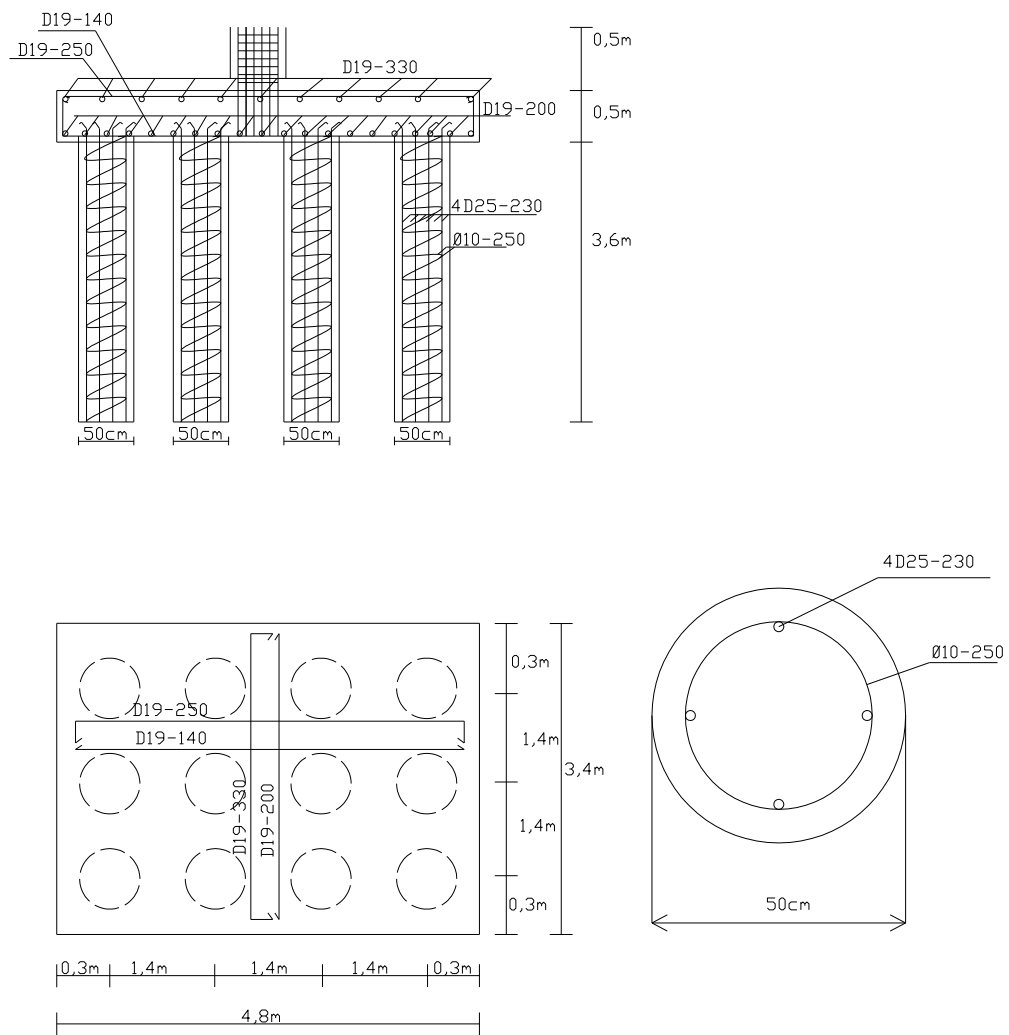
Data perencanaan :

Diameter tulangan spiral =  $\emptyset 10$  tulangan polos ( $A = 78,5 \text{ mm}^2$ )

Dipasang tulangan sengkang spiral =  $\emptyset 10$ -250 Tulangan spiral praktis ( $A_s = 314 \text{ mm}^2$ )

Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan pokok dan 48 kali diameter tulangan sengkang.

Maka dari perhitungan pondasi strauss, digunakan tulangan pokok 4 D 25-230 dan tulangan spiral D 10 – 250



**Gambar 4.23 Penulangan Poer Dan Pondasi Strauss Tipe 3 (Beban Ringan)**

## BAB V

### PENUTUP

#### 5.1 Hasil Perhitungan

Dari hasil analisa perhitungan perencanaan pondasi strauss pada proyek Gedung Baru Pacsasarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang , didapatkan hasil perencanaan sebagai berikut:

Tabel 5.1 : Hasil Analisa Pehitungan perencanaan Pondasi Strauss

NO	PERHITUNGAN	SAT	KOLOM BERAT	KOLOM SEDANG	KOLOM RINGAN
1.	Ptotal	kN	3885,9	2895,908	2220,876
2.	Pmax	kN	244,039	181,8	186,283
3.	Ukuran diameter (D)	Cm	50	50	50
4.	Kedalam pondasi	M	5	4,6	4,6
5.	Jumlah tiang	Buah	16	16	12
6.	Jarak antar tiang	Cm	140	140	140
7.	Efisiensi kelompok( <i>Eg</i> )	-	0,67	0,67	0,69
8.	Daya dukung 1 tiang	kN	394,7765	285,001	285,001
9.	Daya dukung kelompok (QT)	kN	4232	3055,21072	2359,809936
10.	Luas poer	Cm	480 x 480	480 x 480	480 x 340
11.	Tebal poer	Cm	50	50	50
12.	Tulangan pokok tarik poer arah x dan y	-	6 D22-160 & 7D22-140	6 D19-160 & 7D19-140	7 D19-140& 5D19-200
13.	Tulangan pokok tekan poer arah x dan y	-	3 D22-330 & 4D22-250	3 D19-330 & 4D19-250	4 D19-250& 3D19-330
14.	Tulangan pokok tiang	-	4 D25-230	6 D25-150	4 D25-230
15.	Tulangan spiral tiang	-	Ø10-250	Ø10-250	Ø10-250

## **5.2 Kesimpulan**

1. Dengan membandingkan antara pondasi tipe kolom berat dengan pondasi tipe kolom sedang, maka di dapatkan diameter dan jumlah tiang yang sama tetapi dengan kedalam yang berbeda . Perbedaan beban antara tipe kolom berat dengan tipe kolom sedang ditanggung oleh tiang tipe kolom berat yang lebih dalam sepanjang 5,0 m .
2. Dengan membandingkan antara pondasi tipe kolom sedang dengan pondasi tipe kolom ringan, maka didapatkan diameter dan kedalaman yang sama tetapi dengan jumlah tiang yang berbeda. Perbedaan beban antara tipe tiang sedang dengan tipe tiang ringan ditanggung oleh kedalaman tipe tiang sedang yang jumlah tiangnya lebih banyak dibandingkan dengan tipe tiang ringan.

## **5.3 Saran**

1. Di dalam merencanakan sebuah bangunan struktur bawah pada gedung , bentuk dan dimensi dari konstruksi harus disesuaikan dengan beban dan konstruksi bangunan atas gedung serta kondisi alam sekitar, sehingga memberikan kekuatan struktur yang kokoh .
2. Dalam suatu perencanaan pondasi hasilnya akan lebih baik dan teliti jika data diameter tanah yang digunakan adalah langsung dari lapangan .
3. Pada perencanaan pondasi tiang strauss, jarak antara tiang (s) sangat menentukan besarnya efisiensi ( $E_g$ ) yang mempengaruhi daya dukung kelompok tiang yang didapat, sehingga perlu disusun posisi tiang agar di peroleh nilai efisiensi yang besar namun harus tetap  $<1.0$  dengan daya dukung yang cukup dan memenuhi.



## DAFTAR PUSTAKA

- Anonym, 1989. **Peraturan Pembangunan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG).**
- Anonym, SNI 03 - 2847 - 2002 tentang **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung**, Dinas Pekerjaan Umum.
- Anonym, SNI 03- 1726 – 2002 tentang tata **Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung.**
- Budiono Bambang & Supriatna Lucky. **Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 Dan RSNI 03-1726-201x** Penerbit ITB
- Bowles, JE, 1992. **Analisa dan desain pondasi, jilid 1**, PT Erlangga Jakarta.
- Bowles, JE, 1992. **Analisa dan desain pondasi Edisi ke-4 jilid 1**, PT Erlangga Jakarta.
- Das B. M, 1985. **Mekanika Tanah**. PT Erlangga Jakarta.
- Dipohusodo Istimawan **Struktur Beton Bertulang**. Penerbit PT Gramedia Pustaka utama, Jakarta, 1996.
- Ferguson M. Phil **Dasar-Dasar Beton Bertulang Edisi ke -4**
- Hardiyatmo, H. C, 2011. **Analisa dan perancangan fondasi I Edisi ke 2**
- Hardiyatmo, H. C, 2011. **Analisa dan perancangan fondasi II Edisi ke 2**
- Hardiyatmo, H. C, 2008. **Teknik fondasi I Cetakan ke 4**
- Hardiyatmo, H. C, 2008. **Teknik fondasi II Cetakan ke 4**
- Nawy G. Edward **Beton Bertulang Edisi ke -5**
- Nurlina Siti **Struktur Beton Cetakan 1** Penerbit Bargie Media Malang, 2008

Rahardjo P. P, Geotechnical Engineering Center Universitas Katolik Parahyangan.  
**Manual Pondasi Tiang Edisi 3**, Bandung, Indonesia.

Rachmat Purwono, **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**  
**Edisi ke-2**

Rudolph Szilard **Teori Dan Analisis Pelat** Penerbit Erlangga 1989

Sardjono H. S; **Pondasi Tiang Pancang Jilid 1** Cetakan I Penerbit Sinar Wijaya  
Surabaya

Sardjono H. S; **Pondasi Tiang Pancang Jilid 2** Cetakan II Penerbit Sinar Wijaya  
Surabaya

Sasrodarsono, S dan Nakazawa, K, Penerjemah, Taulu, L dan kawan – kawan,  
1994.

**Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi**, Jakarta. PT Pradnya Paramita.

Stiglat /Wippel **Pelat Edisi ke-3**